

Kordt

Kellerdecke  
u. hoher Temp.

(Schneider)

INSTITUT FÜR BAUSTOFFKUNDE UND STAHLBETONBAU  
DER TECHNISCHEN UNIVERSITÄT BRAUNSCHWEIG

30-0185/001

30-0185/001

INSTITUT FÜR BAUSTOFFKUNDE UND STAHLBETONBAU  
DER TECHNISCHEN UNIVERSITÄT BRAUNSCHWEIG  
DIREKTOREN: PROF. DR.-ING. K. KORDINA – PROF. DR.-ING. G. REHM

A b s c h l u ß b e r i c h t

Bestimmung der Dauerstandfestigkeit (Langzeitverhalten)  
und des Verformungsverhaltens von Betonen üblicher Keller-  
decken unter einachsiger Druckbeanspruchung im Bereich  
hoher Temperaturen

von

Dipl.-Ing. U. Schneider

BIBLIOTHEK  
Institut für Baustoffe, Stahlbau und Brandschutz  
der Technischen Universität Braunschweig  
Beethovenstraße 52  
D-3600 Braunschweig

Die diesem Bericht zugrunde liegenden Arbeiten wurden mit Mitteln der  
Schutzkommission beim Bundesministerium des Innern gefördert.

Az.: - VA - 02 - 20 - 35 -

Februar 1974

## Inhaltsverzeichnis

	Seite
1. Einleitung . . . . .	4
2. Versuchsanlage . . . . .	7
3. Versuchsprogramm . . . . .	8
3.1 Versuchszweck und zu erwartende Versuchsergebnisse . . . . .	8
3.2 Herstellung und Prüfung der Betonprobekörper . . . . .	10
3.3 Mineralogische Beschaffenheit des Zuschlags . . . . .	11
3.4 Festigkeit, Rohdichte und Feuchtigkeit der Probekörper im Prüfalter . . . . .	12
4. Versuchsdurchführung und allgemeine Beobachtungen . . . . .	13
4.1 Aufheizung der Probekörper . . . . .	13
4.2 Isothermie der Probekörper . . . . .	15
4.3 Rißbildung und Abplatzungen . . . . .	16
5. Versuchsergebnisse . . . . .	22
5.1 Zeitstandfestigkeit von Beton bei hohen Temperaturen . . . . .	22
5.2 Verformungsverhalten des Betons bei Zeitstandversuchen unter hohen Temperaturen . . . . .	24
5.3 Anwendung der Thermodynamik auf die Auswertung von Zeitstandversuchen an Beton . . . . .	26
6. Zusammenfassung . . . . .	30
7. Bedeutung der Ergebnisse für den Schutzraumbau . . . . .	31
8. Anhang . . . . .	33
8.1 Tabellen . . . . .	34
8.2 Diagramme . . . . .	38
8.3 Abbildungen . . . . .	57

Literaturverzeichnis

- [1] Philleo, R.: Some physical properties of concrete at high temperatures. J.A.C.I., No. 54 - 47, S. 857/65, (1958).
- [2] Harada, T.: Fire resistant properties of concrete with varying rock characters of aggregate. (Persönl. Mittlg., unveröffentlicht), (1971).
- [3] Malhotra, H.L.: The effect of temperature on the compressive strength of concrete. Mag. Concr. Res. 8, 23, S. 84/95, (1956).
- [4] Zoldners, N.G.: Effect at high temperatures on concrete incorporating different aggregates. Proc. A.S.T.M. 60, S. 1087/1108, (1960).
- [5] Campbell-Allen, D. et. al.: An investigation on the effect of elevated temperatures on concrete for reactor vessels. Nucl. Struc. Engng. 2, S. 382/88, (1965).
- [6] Fischer, R.: Über das Verhalten von Zementmörtel und Beton bei höheren Temperaturen. Mittlg. Inst. f. Massivbau, T.H. Darmstadt, Heft 14, (1967).
- [7] Siebel, E.: Die Prüfung der metallischen Werkstoffe. Handb. d. Werkstoffprüfung, Bd. 2, Springer-Verlag Berlin, (1939).
- [8] Marechal, J.C.: Le fluage du beton en fonction de la temperature. Rilem Colloquium München, (1968).
- [9] Cruz, C.R.: Apparatus for measuring creep of concrete at high temperatures. J. P.C.A., S. 36/42, (1968).
- [10] Sullivan, P.J.: Time-temperature extrapolation techniques as applied to concrete creep strains. Conf. Struct. Mech. in Reactor Techn., H. 1/4, Berlin, (1971)
- [11] Kordina, K. et. al.: Druckfestigkeit und Formänderung von Kiesschwerbeton bei Temperaturen oberhalb 100 °C. Zwischenbericht 9086/1 (unveröffentlicht), (1969).
- [12] Sullivan, P.J.: Explosive spalling of concrete exposed to high temperature. Research Report CSTR 70/2, Imperial College, London, (1970).
- [13] Waubke, N.V.: Über einen physikalischen Gesichtspunkt der Festigkeitsverluste von Portlandzementbetonen bei Temperaturen bis 1000 °. Schriftenreihe des Sonderforschungsbereiches 148 der DFG an der TU Braunschweig, Heft 2, Braunschweig, (1973).

- [14] Waubke, N.V.: Transportphänomene in Betonporen.  
Dissertation T.H. Braunschweig, (1966).
- [15] Petzold, A. et. al.: Beton für hohe Temperaturen.  
Beton-Verlag G.m.b.H., Düsseldorf, (1964)
- [16] D'Anx, J. et. al.: Taschenbuch für Chemiker und Physiker.  
2. Aufl., Springer-Verlag, Berlin-Göttingen-Heidelberg,  
(1949).
- [17] Nekrassow, K.D.: Hitzebeständiger Beton.  
Bauverlag G.m.b.H., Wiesbaden-Berlin, (1961).
- [18] Schneider, U.: Untersuchungen eines Ofens für Warmkriechversuche  
an Beton.  
Diplomarbeit T.U. Braunschweig, (1970).
- [19] Dettling, H.: Die Wärmedehnung der Zemente, der Gesteine und Betone,  
Dissertation T.H. Stuttgart, (1959).
- [20] Micheelsen, H.: The structure of dark flint from Stevns, Denmark.  
Medd. fra Dansk Geol. Forening. Kobenhavn, Bd. 16,  
S. 285/367, (1966).
- [21] Dorn, J.E.: Some fundamental experiments on high temperature creep  
and fracture of metals at high temperatures.  
London, S. 89/134, (1956).
- [22] Kauzmann, W.: Amer. Inst. min. metallurg. Eng., Techn. Publ. No. 1301,  
S. 1/25; Metals Techn. 8, Nr. 4, (1941).
- [23] Siegfried, W.: Ein neues Verfahren zur Extrapolation von Ergebnissen  
aus Zeitstandversuchen.  
Arch. Eisenhüttenwesen 33, Nr. 3, S. 157/66, (1962).
- [24] Siegfried, W.: Die Anwendung der Thermodynamik auf die Auswertung von  
Zeitstandversuchen an Stählen.  
Arch. Eisenhüttenwesen 34, Nr. 10, S. 713/26, (1963).
- [25] Jeschar, R., et. al.: Beitrag zur Theorie des Abbrandverhaltens von Schutt-  
meilern.
- [26] Bürger, D.: Zum Abbrennverhalten von Schüttkörpern,  
Dissertation, TU Braunschweig, (1971).
- [27] Schneider, U.: Zum mechanischen Verhalten von Normalbetonen unter  
instationärer thermischer Beanspruchung.  
Promotionsvortrag (unveröff.), Braunschweig, (1973).

## 1. Einleitung

Das Festigkeitsverhalten von Betonen bei erhöhter Temperatur war Gegenstand vieler Untersuchungen [1 bis 6]. Es wurde dabei festgestellt, daß bei Wärmebeanspruchung die Festigkeitskennwerte der in der Bauindustrie üblichen Betone im allgemeinen erheblich abnehmen. Alle bisherigen Untersuchungen beschränken sich jedoch auf die Ermittlung von Festigkeitskennwerten in Kurzzeitversuchen, wobei die Betonprobekörper sofort oder kurz nach Erreichen der Versuchstemperaturen geprüft wurden. <sup>+)</sup>  Die auf diese Weise gewonnenen Festigkeitskennwerte werden in der Literatur Heißdruckfestigkeit (Prüfen der Probekörper im heißen Zustand) bzw. Kaltdruckfestigkeit (Prüfen der Probekörper im kalten Zustand nach einer definierten Wärmebehandlung) genannt.

In der Praxis werden Betonbauteile häufig nicht nur kurzzeitig erhöhten Temperaturen ausgesetzt (z. B. Brandfall), sondern es treten auch Fälle auf, bei denen sie längere Zeit einer thermischen Beanspruchung unterliegen (z. B. Schwelbrand, Schuttmeiler, Druckbehälter). Es stellt sich daher die Frage, nach welchen Kriterien die zulässige Festigkeit von Beton bei einer thermischen Langzeitbeanspruchung beurteilt werden kann. Festigkeitskennwerte, die in diesem Zusammenhang eine Rolle spielen, sind die Dauerstandfestigkeit und die Zeitstandfestigkeit. Unter Dauerstandfestigkeit versteht man im allgemeinen die Fähigkeit eines Werkstoffs, langdauernde ruhende Belastungen (unter erhöhten Temperaturen) zu ertragen. Als maßgeblicher Festigkeitskennwert wird diejenige Grenzbelastung angesehen, unter der die anfängliche Formänderung des Werkstoffs im Laufe der Zeit zum Stillstand kommt bzw. sehr geringe Beträge annimmt. Führt die aufgebrachte Belastung innerhalb einer bestimmten Zeit den Bruch der Probe herbei, so spricht man dagegen von Zeitstandfestigkeit [7]. Die sich ergebenden Zeiten bis zum Bruch lassen sich durch Kurven darstellen, die den Wöhlerkurven zur Bestimmung der Schwingfestigkeit eines Werkstoffs entsprechen.

---

<sup>+)</sup>  Eine Ausnahme davon bilden die Untersuchungen von Fischer [6], der immerhin Versuchszeiten von 3 bis 30 Stunden verwirklichte.

Untersuchungen von Beton bei Raumtemperatur unter langdauernder ruhender Last haben ergeben, daß die Dauerstandfestigkeit mit rd. 84 % der im Kurzzeitversuch bestimmten Festigkeit anzusetzen ist. Dieses trifft jedoch nur zu, wenn das Belastungsalter vom Beton mehr als 100 Tage beträgt. Bei einem Belastungsalter von 28 Tagen überwiegt die Nacherhärtung. Es wurde festgestellt, daß die Dauerstandfestigkeit in diesen Fällen ein zeitabhängiges Festigkeitsminimum durchläuft, das nach etwa 7 Tagen erreicht ist und bei ungefähr 80 % der Kurzzeitfestigkeit liegt. Mit zunehmendem Alter steigt die Dauerstandfestigkeit dann jedoch wieder an und erreicht sogar Werte von über 100 % der Kurzzeitfestigkeit (vergl. Bild 1 und 2). Diese Erkenntnis ist insofern wichtig, wenn es um die Frage geht, welche effektiven Sicherheiten (langfristig gesehen) einem Bauwerk zugrunde liegen. Diesem Aspekt wird oftmals nicht genügend Aufmerksamkeit gewidmet.

Zeitstandversuche an Beton bei erhöhter Temperatur sind bisher noch nicht bekannt geworden. Dafür lassen sich verschiedene Gründe angeben, von denen hier nur einige genannt werden sollen:

Zeitstandversuche sind ähnlich wie Kriechuntersuchungen langwierig und dementsprechend teuer. Bei hohen Temperaturen treten zusätzliche Schwierigkeiten auf, weil neben der Belastungseinrichtung regelbare Heizvorrichtungen (Öfen) erforderlich werden, die erhebliche Anlagekosten verursachen. Gerade Hochtemperaturuntersuchungen sind aber interessant, weil bei einer Wärmebeanspruchung von Beton neben den Festigkeitskennwerten auch die Verformungskennwerte weitgehend beeinflußt werden. In diesem Zusammenhang sei auch darauf hingewiesen, daß es sich im Rahmen der fortschreitenden Entwicklung nicht umgehen lassen wird, Betonbauwerke für hohe Temperaturen zu konzipieren (Druckbehälter, Schutzraumbauten etc.), wobei ein hohes Temperaturniveau unter Verwendung der billigen Normalbetone (im Gegensatz zu den teuren Feuerbetonen) wünschenswert ist. Eine Erweiterung des Anwendungsbereichs der Normalbetone wäre wirtschaftlich gesehen auf jeden Fall von großer Bedeutung.

Während bei Raumtemperatur anhand der gemessenen Daten die Dauerfestigkeit des Betons abgeschätzt werden kann, ist dieses bei hohen Temperaturen zur Zeit noch nicht möglich. Insbesondere auch deshalb, weil unsere Kenntnisse

über das Verformungsverhalten von Beton bei hohen Temperaturen nur gering sind, so daß anhand der wenigen bekannt gewordenen Untersuchungen [8, 9, 10] keine sicheren Angaben für die Praxis gemacht werden können.

Aus den vorher genannten Gründen wurden am Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig 1972 und 1973 Dauerstandversuche bzw. Zeitstandversuche an bauüblichen Kiesbetonen bei hohen Temperaturen durchgeführt. Die Untersuchungen sind eine logische Fortsetzung der in früheren Jahren durchgeführten Kurzzeitversuche über die an anderer Stelle [11] berichtet wurde.

Mit Rücksicht auf die Anzahl der durchzuführenden Versuche und die sich daraus ergebende Versuchsdauer und im Hinblick auf die völlige Unsicherheit, die zu Beginn der Versuche über deren Ablauf herrschte, wurde das Programm zunächst auf eine Betonqualität beschränkt. Aufgrund dieser Beschränkung sind die vorliegenden Untersuchungen nur als Tastversuche zu werten. Die Ergebnisse können daher lediglich einen ungefähren Überblick über die Zeitstandfestigkeit von Beton bei hohen Temperaturen vermitteln. Sie lassen sich aber sehr gut als Grundlage zur Durchführung von gezielten Zeitstandversuchen verwenden.

Bei der Planung der Versuche war davon auszugehen, daß die in der Praxis auftretenden Temperaturen in einer Schutzraumdecke aus Stahlbeton, infolge eines darüber abbrennenden Schuttmeilers, in ungünstigen Fällen bis zu 600 °C betragen können. Diese hohen Temperaturen - die über einen längeren Zeitraum aufrecht zu erhalten waren - machten einen erheblichen experimentellen Aufwand erforderlich. Nach gewissen Umbauten an der vorhandenen Hochtemperaturanlage wurden die gestellten Anforderungen jedoch erreicht, und die Versuche konnten planmäßig durchgeführt werden.



## 2. Versuchsanlage

Die bei den Versuchen verwendete Anlage besteht im wesentlichen aus einem regelbaren Elektroofen, einer hydraulischen Belastungseinrichtung und einigen Zusatzeinrichtungen, die für die Durchführung von Zeitstandversuchen notwendig sind. Auf eine ausführliche Beschreibung der Anlage kann hier verzichtet werden, weil dieses in einem anderen Bericht [11] bereits geschehen ist.

Die Belastungseinrichtung der Hochtemperaturanlage besteht aus einer hydraulischen 100 Mp-Presse mit eingebauter Last-Konstanthaltung. Zur genauen Einstellung der Belastungseinrichtung wurde das zur Presseneinrichtung gehörende Pendelmanometer (Grobeinstellung) durch eine elektrische Kraftmeßdose (Feineinstellung) ergänzt. Die Kraftmeßdose ist außerhalb des Kammerofens direkt über dem Probekörper eingebaut, so daß ein direkter Kraftfluß gewährleistet ist.

Erwähnt sei, daß alle Probekörper mit einer Geschwindigkeit von rund 2 grd/min aufgeheizt wurden, wobei die Temperaturregelung durch an der Betonoberfläche liegende Thermoelemente mittels eines Zweipunktreglers vorgenommen wurde. Es wurde streng darauf geachtet, daß die Lötperle des zum Regler führenden Thermoelements zu 50 % noch in der Betonoberfläche lag, um die Oberflächentemperatur möglichst genau zu messen. In Eichversuchen war festgestellt worden, daß schon geringe Ablösungen der Thermoelemente vom Beton Übertemperaturen von 10 bis 20 grd ergeben. In den Probekörpern selbst waren 11 Thermoelemente mit einbetoniert, um einen möglichst genauen Überblick von der Temperaturverteilung in den Proben zu gewinnen. Die gemessenen Temperaturen wurden während der Versuche von einem 12 Kanal-Kompensographen laufend registriert.

### 3. Versuchsprogramm

#### 3.1 Versuchszweck und zu erwartende Versuchsergebnisse

Der Festigkeitsabbau von Beton bei hohen Temperaturen beruht auf einer Reihe physikalischer und chemischer Vorgänge, die in ihren Einzelheiten bisher nur teilweise geklärt sind. Obwohl in dieser Arbeit das Verhalten des Betons nur phänomenologisch behandelt werden soll, seien hier ganz kurz die wesentlichen Einflüsse, die beim Festigkeitsabbau eine Rolle spielen, genannt:

1. Schwindspannungen infolge der Kapillar- und Gelentwässerung  
(Temp.: kontinuierlich bzw. diskret)
2. Gefügespannungen infolge unterschiedlicher thermischer Dehnung von Zuschlagstoffen und Zementstein  
(Temp.: kontinuierlich)
3. Thermospannungen infolge von Temperaturgradienten  
(Temp.: kontinuierlich)
4. Festigkeitsverlust infolge der Dehydratation von Zementstein  
(Temp.: diskret bzw. kontinuierlich)
5. Festigkeitsverlust infolge von Phasenumwandlungen in Zementstein bzw. im Zuschlagstoff  
(Temp.: diskret)
6. Festigkeitsverlust infolge chemischer Reaktionen (Stoffumwandlungen)  
(Temp.: diskret bzw. kontinuierlich)

Es ist klar, daß die hier genannten Einflüsse, die entweder im gesamten Temperaturbereich (kontinuierlich) oder bei bestimmten (diskreten) Temperaturen auftreten, in ihrer Gesamtheit ein sehr komplexes Erscheinungsbild des Betons ergeben, was die eindeutige Beurteilung von Versuchsergebnissen außerordentlich erschwert. Für experimentelle Untersuchungen ergibt sich daraus die Notwendigkeit, die Versuchsbedingungen möglichst genau zu definieren und nur die wichtigsten Einflußgrößen zu variieren. Insbesondere sollte man sich auch über die zu erwartenden Versuchsergebnisse so weit wie möglich schon im voraus Klarheit verschaffen.

Mit den Zeitstandversuchen sollten zunächst nur zwei wichtige Fragen beantwortet werden:

1. In welcher Größenordnung bewegt sich die zeitabhängige Festigkeitsminderung von Beton bei hohen Temperaturen?
2. Mit welchen Verformungen ist beim Beton im Zeitstandversuch zu rechnen?

Angestrebt wird also ein Diagramm, welches neben den Festigkeitskennwerten über der Temperatur als Parameter die Zeit (Belastungsdauer) enthält. Zu erwarten ist, daß die in Kurzzeitversuchen ermittelten Heißdruckfestigkeiten über den in Zeitstandversuchen ermittelten Festigkeitskennwerten liegen (vergl. Bild 3). (Dabei wird davon ausgegangen, daß der Beton einen hinreichenden Hydratationsgrad besitzt, so daß nicht etwa durch eine mäßige Temperaturerhöhung eine Festigkeitssteigerung infolge beschleunigter Hydratation eintritt. Aus diesem Grunde wurden die Versuche auch bei Temperaturen  $> 200^{\circ}\text{C}$  durchgeführt.)

Die zu erwartenden zeitabhängigen Verformungen von Beton unter Dauerlast sind qualitativ auf Bild 4 dargestellt. Beim Dauerstandversuch streben die anfänglich starken Verformungen einem asymptotischen Grenzwert zu (gestrichelte Kurve), während beim Zeitstandversuch nach einer Phase vermindelter Verformungsgeschwindigkeit der Bruch der Probe eintritt (ausgezogene Kurve). Um die Versuchszeiten zu begrenzen, wurde bei den vorliegenden Untersuchungen angestrebt, die Zeitstandfestigkeit innerhalb von 100 h zu erreichen<sup>+)</sup> . Trat innerhalb dieses Zeitraums kein Bruch des Probekörpers ein, so wurde dieser ohne vorherige Entlastung im heißen Zustand abgedrückt, um seine Restfestigkeit festzustellen. Aufgrund dieser Versuchsführung war es möglich, auch dann Zeitstandfestigkeiten abzuschätzen, wenn während der Versuchsdauer kein Bruch des Probekörpers eintrat. Vereinfachend wurde in diesen Fällen angenommen, daß die Zeitstandfestigkeit dem Mittelwert zwischen aufgebrachter Dauerlast und der gemessenen Restfestigkeit entspricht.

---

<sup>+)</sup>  In Einzelfällen wurden Versuchszeiten von über 300 h verwirklicht.

### 3.2 Herstellung und Prüfung der Betonprobekörper

Um die möglichen Einflußfaktoren Wassergehalt, Porengröße und Porenverteilung im Beton konstant zu halten, wurden die Versuche mit fünf einheitlichen Betonmischungen (Kurzbezeichnungen A 0, A 1, B, C, D) durchgeführt. Die Kennwerte der Mischungen sind in Tabelle 1 zusammengestellt. Zum Mischungsaufbau ist folgendes zu sagen:

Bei den fünf Mischungen fand Kies der im Raume Braunschweig gelegenen Grube Lüddecke mit mindestens 90 %  $\text{SiO}_2$  Verwendung. Die Körnungsanteile wurden so gewählt, daß die Sieblinie im günstigen Bereich nach DIN 1045 lag (nahe der Sieblinie A 15). Der Wasser-Zement-Wert konnte mit  $0,60 \pm 0,02$  für alle Mischungen eingehalten werden. Das Ausbreitmaß lag bei  $37,5 \pm 2,5$  cm. Zur Bestimmung der Zeitstandfestigkeit wurden Zylinder (10,5 cm  $\varnothing$  x 40 cm lang) verwendet. Außerdem wurden für Vergleichszwecke Würfel mit einer Kantenlänge von 20 cm und zur Ermittlung der Normenfestigkeit nach DIN 1164 Kleinprismen (4 cm x 4 cm x 16 cm) in ausreichender Menge angefertigt. Die Verdichtung erfolgte durch Rütteln auf dem Hochfrequenztisch. Die Rüttelzeit betrug  $20 \pm 5$  sek.

Einen Tag nach dem Betonieren wurden die Proben ausgeschalt und zunächst 7 Tage unter Wasser gelagert, danach wurden sie im Klimaraum bei 20 °C und 65 % relativer Feuchtigkeit gehalten.

Geprüft wurde mit Ausnahme der Serien A 0 und B im Betonalter von 27 bis 42 Tagen. Am 28. Tag wurden zur Festlegung von Vergleichswerten je 3 Würfel und 3 Zylinder aus der entsprechenden Betonmischung im kalten Zustand abgedrückt. Anhand einer experimentell ermittelten Erhärtungskurve des Betons wurden die Bezugfestigkeiten rechnerisch korrigiert, wenn die Hochtemperaturversuche nicht am 28. Tag durchgeführt werden konnten.

### 3.3 Mineralogische Beschaffenheit des Zuschlags

Da während der Versuche die Baustoffvorräte des Instituts ergänzt werden mußten, war darauf zu achten, daß die verwendeten Zuschlagstoffe bei den fünf Betonmischungen von gleicher mineralogischer Beschaffenheit waren. Aus diesem Grunde wurde von der Kiesfraktion mit 7 bis 15 mm Korndurchmesser eine Analyse nach Gesteinsanteilen vorgenommen. Es ergab sich folgende Zusammensetzung:

1. Quarzit	46,7 Gew.-%
2. Feuerstein	28,7 Gew.-%
3. Granit und granitähnliche Gesteine	14,9 Gew.-%
4. Sandsteine, Grauwacken	8,6 Gew.-%
5. Kieselschiefer	0,9 Gew.-%
6. Übrige Bestandteile, Limonit, Kalkstein etc.	0,2 Gew.-%

Aus der Zusammenstellung geht hervor, daß  $\text{SiO}_2$  der dominierende Bestandteil des Zuschlagstoffs ist. Der Gesamtanteil liegt sicherlich über 90 %.

Für die Korngruppen 3 - 7 mm und 0 - 3 mm ergaben sich ähnliche Zusammensetzungen, wobei der Anteil von Quarzit mit geringer werdendem Korndurchmesser ansteigt, so daß bei 0 - 3 mm ungefähr

1. Quarzit	75 - 85 Gew.-%
2. Feuerstein, Granit usw.	15 - 25 Gew.-%

vorhanden sind. Eine genauere Analyse wurde bei dieser Korngruppe nicht vorgenommen, weil das Auszählen von Gesteinsanteilen ohnehin ein relativ grobes Verfahren ist.

### 3.4 Festigkeit, Rohdichte und Feuchtigkeit der Probekörper im Prüfalalter

Wie schon erwähnt, wurde zu Vergleichszwecken von den fünf Betonmischungen die Würfeldruckfestigkeit  $W_{28}$  nach DIN 1048 bestimmt. Die Tabelle 2 zeigt, daß bei allen Mischungen ein guter Bn 350 erreicht wurde<sup>+</sup>). Austrocknungsversuche bei 105 °C ergaben, daß die Feuchtigkeit der Würfel zu diesem Zeitpunkt bei  $5,1 \pm 0,2 \%$  lag.

Die Zylinderfestigkeit wurde als Mittelwert aus drei Probezylindern und drei Probewürfeln (unter Berücksichtigung eines in 12 Versuchen ermittelten Schlankheitsgrades) berechnet, um eine möglichst große Sicherheit bei der Festlegung der Bezugsfestigkeiten zu gewinnen. Der Feuchtigkeitsgehalt der Probezylinder war im Betonalter von 28 Tagen durchschnittlich 0,4 % geringer als bei den Würfeln. Diese ist durch günstigere Austrocknungsbedingungen (Rotationssymmetrie) begründet. Typische Austrocknungskurven, die für alle 5 Beton-Mischungen repräsentativ sind, zeigen die Bilder 5 und 6. Hierbei ist zu beachten, daß die Austrocknungsversuche der Würfel an ungeprüften Vergleichswürfeln vorgenommen wurden, während bei den Zylindern Reststücke Verwendung fanden, die beim Druckversuch anfielen.

Bei den Betonmischungen A 0 und B betrug das Betonalter bei Durchführung der Hochtemperatur mehr als 100 Tage, so daß gesonderte Prüfungen zur Feststellung der Festigkeiten und Feuchtigkeitsgehalte durchgeführt wurden. Die Ergebnisse sind ebenfalls in Tabelle 2 wiedergegeben.

---

<sup>+</sup>)Die gewählte Festigkeitsklasse mag im Hinblick auf gewöhnliche Kellerdecken relativ hoch erscheinen, sie wurde jedoch bewußt gewählt, weil aus Hochtemperaturuntersuchungen, die auf eine Ermittlung der Kurzzeitfestigkeit des Betons (Heißdruckfestigkeit) gerichtet waren, bekannt ist [3], daß Mischungen mit geringem Zementgehalt (und dementsprechend Betone geringer Festigkeit) sich bis zu einem gewissen Grade thermisch günstiger verhalten als hochwertige Betone. Die Versuchsergebnisse dürften aus diesem Grunde auf der sicheren Seite liegen.

#### 4. Versuchsdurchführung und allgemeine Beobachtungen

##### 4.1 Aufheizung der Probekörper

Die Probekörper wurden in einem regelbaren Elektroofen mit einer Aufheizgeschwindigkeit von 2 grd/min auf die gewünschte Versuchstemperatur gebracht. Die typische Erwärmungskurve eines Probekörpers ist auf Bild 7 dargestellt. Diese Kurve konnte mit großer Genauigkeit bei allen Versuchen der Serie B<sup>+</sup>) reproduziert werden und ist daher auch repräsentativ für die übrigen Versuche.

Es fällt auf, daß trotz eines linearen Aufheizprogramms die Oberflächentemperatur zu Beginn des Versuches nicht linear zunahm. Es wird vermutet, daß infolge des erhöhten Feuchtigkeitstransports zu Beginn der Aufheizung die Oberflächentemperaturen durch Dampfbildung beeinflusst werden. Dafür spricht auch, daß kurz nach Beginn der Versuche an den Probekörpern dunkle Flecke sichtbar wurden, die eindeutig mit der durch Wärmezufuhr bewirkten Austrocknung des Betons im Zusammenhang standen. Der sichtbare Wasseraustritt (dunkle Flecken) begann bei Oberflächentemperaturen von 40 °C und war im allgemeinen bei Temperaturen von 80 °C abgeschlossen (Betonoberfläche einheitlich graue Färbung).

Erstaunlich dagegen ist, daß die in der Probekörpermitte liegenden Thermoelemente bei 100 °C keinen Haltepunkt zeigen. Dies bedeutet nichts weiter, als daß zu diesem Zeitpunkt der Probe keine merklichen Wassermengen (deren Dampfdruck bei 1 atm liegt) mehr vorhanden waren. Die Verdunstung des im Beton befindlichen Kapillarwassers erfolgte demnach kontinuierlich in einem Temperaturbereich von 40 bis 140 °C.

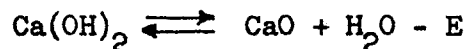
Bei Temperaturen von 175 bis 245 °C zeigten die in der Probekörperachse liegenden Thermoelemente dagegen erhebliche Temperaturverzögerungen. Diese Beobachtungen werden durch die Untersuchungen von Sullivan [12] und Waubke [13] bestätigt und auf eine Zersetzung des Tobermorit-Gels zurückgeführt. Die den genannten Temperaturen zugeordneten Dampfdrücke liegen bei 9,1 bzw. 37,2 at. Nach Waubke [13] entspricht dieses einem Bereich der Porenradien von ungefähr 0,108  $\mu$  bis 0,015  $\mu$ . Legt man eine gemessene, mittlere Porenverteilung für Normalbeton zugrunde, und nimmt man an, daß die Summenhäufigkeit der Poren über

---

+ ) Versuchstemperatur 600 °C

den Porenradien als monotone Funktion dargestellt werden kann (vergl. Bild 8), so ergibt sich, daß nahezu 55 % aller Poren in dem genannten Bereich liegen. Dieses kann als Beweis dafür angesehen werden, daß als Ursache für die Temperaturverzögerungen bei 175 bis 245 °C Entwässerungsreaktionen in den Gelporen maßgebend sind. Zu dem gleichen Ergebnis gelangt man auch mit Hilfe der Differentialthermoanalyse. Anhand von DTA-Kurven von hydratisierten Klinkermineralen und durch Vergleiche zahlreicher DTA-Kurven aus der Literatur kam Petzold [15] zu einer "wahrscheinlichsten" DTA-Kurve für erhärteten Portlandzement (vergl. Bild 9). Man sieht, daß u. a. zwischen 100 und 200 °C starke endotherme Effekte auftreten, die auf das Austreten von Gel- und Zwischenschichtenwasser zurückzuführen sind. Zu ähnlichen Ergebnissen gelangte Waubke [13] bei der Differentialthermoanalyse von Kiesbeton.

Der Haltepunkt bei 535 °C auf Bild 5 beruht eindeutig auf der Dehydratation des Calciumhydrats. Die für die thermische Zersetzung von



maßgebenden Zustandsgrößen sind auf Bild 10 nach D'Anx [16] bzw. Nekrassow [17] aufgetragen. Es ist der Dissoziationsdruck des bei der Zersetzung entstehenden Dampfes für den Gleichgewichtszustand angegeben. Man sieht, daß die Dehydratation des Calciumhydrats im wesentlichen zwischen 510 - 550 °C liegt, dabei werden pro kg entstandenes CaO ungefähr 276 kcal verbraucht. Diese endotherme Reaktion bzw. der Haltepunkt bei 535 °C wurde bei allen Versuchen der Serie B (Endtemperatur 600 °C) mit sehr großer Genauigkeit wiederholt nachgewiesen. Die ebenfalls endotherme Umwandlung des Tiefquarzes in den Hochquarz bei 575 °C konnte dagegen nicht anhand des Thermogramms (Bild 7) nachgewiesen werden. Das liegt daran, daß bei der  $\alpha$ - $\beta$ -Umwandlung nur 3,5 kcal pro kg SiO<sub>2</sub> nötig sind, im Vergleich zur Ca(OH)<sub>2</sub>-Zersetzung also eine relativ bescheidene Energiemenge; zum anderen liegt die Umsetzungstemperatur schon zu nahe an der gewünschten Endtemperatur, so daß die Temperaturmessung in einem thermischen Übergangsbereich stattfindet und endotherme Effekte praktisch nicht mehr zu beobachten sind.

Welchen Einfluß die festgestellten Reaktionen auf die Festigkeit des Betons haben, soll hier entsprechend den Anmerkungen im Kap. 3.1 nicht weiter diskutiert werden. In diesem Zusammenhang sei auf die einschlägige Literatur, z. B. [13], verwiesen.



#### 4.2 Isothermie der Probekörper

Die Versuche wurden absichtlich mit großen Probekörpern durchgeführt (10,5 cm  $\varnothing$  und 40 cm lang), damit eine wirklichkeitsnahe Betonmischung verwendet werden konnte. Damit war von vornherein klar, daß während des Erwärmungsvorgangs erhebliche radiale Temperaturdifferenzen auftreten [18]. Nach Bild 7 liegt die Temperaturdifferenz (Probentemperatur 500 °C) zwischen Probekern und -oberfläche bei 60 grd. Diese Temperaturdifferenz ruft zweifellos Thermospannungen hervor, deren Einflüsse auf die Versuchsergebnisse hier kurz diskutiert werden sollen. Nimmt man an, daß die Temperaturverteilung innerhalb des Probekörpers parabolisch verläuft, so ergibt sich nach der Elastizitätstheorie im Probenkern eine Zugspannung von immerhin 30 kp/cm<sup>2</sup>, selbst dann noch, wenn bei der Berechnung ein infolge der hohen Temperatur abgeminderter E-Modul von nur 10<sup>5</sup> kp/cm<sup>2</sup> zugrunde gelegt wird. In dieser Überschlagsrechnung sind allerdings zwei Annahmen enthalten, die in der Praxis nicht zutreffen. Zunächst ist die Temperaturverteilung im Probekörper nicht parabolisch wie eine Berechnung mit konstanten Stoffwerten ergibt, sondern der Temperaturgradient in den Randzonen ist erheblich steiler als beim parabolischen Verlauf angenommen. Dieses führt zu einer Abminderung der Zugspannungen im Probenkern. Weiterhin ist bei hohen Thermospannungen damit zu rechnen, daß diese durch plastische Verformungen teilweise abgebaut werden (Warmkriechen), ohne daß eine merkliche Gefügeschädigung eintritt. Die Frage, ob im vorliegenden Fall die radialen Temperaturgradienten während des Erwärmungsvorgangs eine Beeinflussung der Versuchsergebnisse herbeigeführt haben könnten, kann also verneint werden. Diese Aussage wird weiterhin durch die Beobachtung gestützt, daß sich während des Aufheizens mit zunehmender Temperatur auf den Probekörperoberflächen Schwindrisse (Quer- und Längsrisse) bilden, die sich infolge der "theoretisch" vorliegenden Druckspannung auf der Oberfläche hätten schließen müssen (zumindest ein Teil der Querrisse). Dieses wurde jedoch nicht beobachtet, d. h. es waren nur geringe Druckspannungen in der Randzone des Probekörpers vorhanden und demzufolge auch nur geringe Zugspannungen im Probenkern.

Auch axial könnte eine Isothermie nicht erreicht werden. Auf Bild 11 ist der Temperaturverlauf entlang der Probekörperachse für die Zeitstandsversuche A 1 bis D dargestellt.<sup>+)</sup> Danach liegen die Temperaturen am unteren Ende der

---

<sup>+)</sup>  Der Temperaturverlauf der Serie A 0 entspricht dem der Serie A 1.

Probe um bis zu 100 grd niedriger als im mittleren Bereich. Immerhin läßt sich über eine Länge von  $\frac{2}{3}$  des Probekörpers - was immerhin einer Betonglänge von 25 cm entspricht - eine Zone finden, in der die Versuchstemperatur mit  $\pm 20$  grd eingehalten werden konnte. Bei 500 °C Endtemperatur entspricht dies einem Fehler von 4 %. Die Versuchstemperaturen konnten demnach sehr genau eingehalten werden, vor allen Dingen auch deshalb, weil bei allen Probekörpern der Bruch in der oberen Hälfte (also im Bereich der nahezu gleichmäßigen Temperaturen) eintrat. Dieses geht auch aus dem beliebig herausgegriffenen Bruchbildern (vergl. Abbildung 1, 2 und 3) hervor. Die Abbildungen zeigen weiterhin, daß in allen Fällen ein Querverformungsbruch eintrat, wobei deutlich die Ausbildung eines Druckkegels zu beobachten war.

Zusammenfassend kann gesagt werden, daß die Voraussetzung einer Isothermie (definierten Versuchstemperatur) bei den vorliegenden Untersuchungen erfüllt waren, wobei der Fehler im allgemeinen weniger als 4 % betrug.

#### 4.3 Rißbildung und Abplatzungen

Während des Aufheizens der Probekörper wurde die Rißbildung auf deren Oberfläche mittels eines Kathetometers verfolgt. Bis 140 °C waren danach, abgesehen von zwei Fällen, keine Schwindrisse sichtbar. Bei 180 °C wurde dagegen mehrfach die Bildung von Haarrissen beobachtet, deren Anzahl dann mit steigender Temperatur zunahm. Diese Rißbildung scheint in ursächlichem Zusammenhang mit der auf Bild 7 dargestellten Temperaturverzögerung und der damit in Verbindung stehenden Gelentwässerung zu stehen. Bis 350 °C nahmen die Risse so weit zu, daß ein relativ weitmaschiges Netz auf dem Beton zu erkennen war. Nach weiteren 100 grd Temperatursteigerung war das Netz schon relativ engmaschig (2 bis 3 cm Netzabstand), wobei die Risse selbst auch zusehends breiter wurden.

Im Temperaturbereich zwischen 500 und 600 °C wurde nochmals eine verstärkte Rißbildung beobachtet. Diese steht zweifellos mit der endothermen Zersetzung des Calciumhydrats, aber mehr noch mit der 0,83 %-igen Volumenvergrößerung des Quarzes am Quarzumwandlungspunkt bei 575 °C in Verbindung. Die Rißbildung

war immerhin so stark, daß bei Aufbringung der Druckbelastung ein teilweises Schließen der Querrisse beobachtet werden konnte. Diese Rißveränderung trat bei hohen Temperaturen im allgemeinen dann ein, wenn mehr als 60 % der Druckfestigkeit als Belastung aufgebracht wurden. Bei Temperaturen unterhalb 400 °C trat eine Verminderung der Rißbreiten dagegen erst ein, wenn Belastungen von mindestens 90 % der Endfestigkeit aufgebracht wurden. Es zeigte sich hier also sehr deutlich die größere Verformungsfähigkeit des Betons bei hohen Temperaturen.

Bei den Versuchen wurden mehrfach Zuschlagstoff-Abplatzungen beobachtet, auf die hier im Hinblick auf die Bedeutung für die Praxis etwas näher eingegangen werden soll.

Schon bei Temperaturen um 300 °C wurden Abplatzungen festgestellt, doch ihre Gesamtzahl blieb so klein (2 Abplatzungen bei 7 Versuchen), daß man von 20 bis 300 °C von einem abplatzungsfreien Bereich sprechen kann.

Bei Temperaturen um 380 °C war laufend das Platzen (Zerspringen) von Zuschlagkörnern zu hören. Die dadurch erzeugten Abplatzungen wiesen Durchmesser von 1 bis 2,5 cm auf und waren im allgemeinen weniger als 1 cm tief. In einem Fall betrug die Fläche der Abplatzung  $2 \times 4 \text{ cm}^2$ .

Um 450 und 500 °C waren wiederum laufend Abplatzungen hörbar, wobei sowohl ihre Anzahl als auch deren Intensität erheblich zunahmen. Die erzeugten Abplatzungen waren dementsprechend größer und etwa 2 cm bis 4 cm im Durchmesser. Die größte durch Zuschlagstoff-Abplatzungen erzeugte Fläche betrug  $4 \times 7 \text{ cm}^2$ . Auf der Abbildung 4 ist diese Abplatzung vergrößert dargestellt. Man sieht, daß innerhalb der Bruchfläche 4 größere geplatzte Zuschlagkörner liegen. Eine mineralogische Untersuchung ergab, daß es sich hierbei um 3 Feuersteine und einen Quarzit handelt. Abbildung 5 zeigt zwei Probekörper der Serie D (Versuchstemperatur 500 °C). An diesen Proben wurden insgesamt über 20 Abplatzungen gezählt.

Interessant ist nun die Frage, welche Zuschlagstoffe besonders stark zu Abplatzungen neigen. Eine statistische Auswertung ergab folgende Verteilung der geplatzten Körner:

1. 80 % Feuersteine,
2. 15 % Quarzite,
3. 5 % granitähnliche Steine  
und unbestimmter Rest.

Das Schwergewicht lag also eindeutig bei den Feuersteinen, denen folglich bei hohen Temperaturen erhöhte Aufmerksamkeit gewidmet werden muß.

Als Ursache für das Platzen von Zuschlagkörnern können verschiedene mineralogische und mechanische Vorgänge genannt werden, worauf hier etwas näher eingegangen werden soll. Es ist bekannt, daß im Quarzit und auch im Feuerstein in geringen Mengen Reste der metastabilen Formen des Quarzes Tridymit und Cristobalit vorhanden sein können. Beide Kristallformen sind sehr temperaturempfindlich und ändern schon bei niedrigen Temperaturen ihre Kristallstruktur, was jeweils mit einer entsprechenden Volumenänderung verbunden ist. Folgende Umwandlungen wurden bisher gefunden:

Tridymit	116 °C	$\gamma \rightarrow \beta$	Volumenzunahme:	0,2 %
	163 °C	$\beta \rightarrow \alpha$	Volumenzunahme:	0,2 %
Cristobalit	200 - 270 °C	$\beta \rightarrow \alpha$	Volumenzunahme:	2,75 %

Es ist denkbar, daß diese Volumenänderungen innerhalb der Zuschlagkörner Spannungen erzeugen, die ein Zerplatzen bewirken. Die Röntgenfeinstrukturanalyse eines geplatzten Quarzits ergab jedoch, daß dieser kein Tridymit und Cristobalit enthielt (vergl. Bild 12). Die gemessenen Beugungswinkel von  $20,83^\circ$  und  $26,64^\circ$  entsprechen genau den für Tiefquarz typischen Netzebenenabständen von  $4,26 \text{ \AA}$  und  $3,343 \text{ \AA}$ . Ein Einfluß von Tridymit und Cristobalit auf die gefundenen Abplatzungen kann deshalb verneint werden.

Bei Quarzit besteht weiterhin die Möglichkeit, daß infolge der unterschiedlichen thermischen Dehnung der einzelnen Kristallachsen ein Platzen der Körner verursacht werden kann. Immerhin beträgt die Dehnung in Richtung senkrecht zur Achse  $14,0 \cdot 10^{-6} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$  und in Richtung parallel zur Achse  $8,0 \cdot 10^{-6} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$  (vergl. [19], S. 53). Dieses Verhalten des Quarzes als Abplatzursache anzusehen, ist aber wenig begründet, u. a. auch deshalb, weil die häufigsten Abplatzungen ohnehin in Verbindung mit Feuersteinen auftreten.

Das Verhalten von Feuersteinen bei hohen Temperaturen wurde von Micheelsen [20] eingehend studiert. Unabhängig davon hat Waubke [13] wiederholt auf den materialschädigenden Einfluß von feuersteinhaltigen Zuschlägen im Beton bei Temperaturerhöhung hingewiesen. Nach [20] werden infolge der Erwärmung die im Feuerstein vorliegenden Verbindungen der Form  $\text{SiO}_2 \cdot n \text{H}_2\text{O}$  zerstört, wobei  $\text{H}_2\text{O}$ -Moleküle freigesetzt werden. Durch mobilisierte  $\text{SiO}_2$ -Moleküle kommt es jedoch zu einer teilweisen Verstopfung der Mikroporen, so daß die  $\text{H}_2\text{O}$ -Moleküle nicht entweichen können und entsprechend den Gesetzen der Thermodynamik so hohe Drücke aufgebaut werden, bis die Feuersteine schließlich zerplatzen bzw. völlig von Rissen durchsetzt sind.

Die Rißbildung von Feuersteinen infolge Temperaturerhöhung kann optisch sehr schön verfolgt werden, weil sie mit einer Farbänderung verknüpft ist. Ausgehend von den Korngrenzen bilden sich nämlich helle Zonen, die durch Reflektion des Lichts an Mikrorissen entstehen und die sich mit zunehmender Temperatur immer mehr verbreitern, bis das ganze Korn verfärbt ist. Auf der Abbildung 4 ist eine derartige hellgefärbte Randzone eines Feuersteins sehr deutlich zu erkennen. Bei  $1000^\circ\text{C}$  sind die Feuersteine praktisch weiß, d. h. sie sind völlig von Mikrorissen durchsetzt. Die Tatsache, daß trotz einer Versuchsdauer von 186 h nur die Randzone des Feuersteins von Rissen durchsetzt ist (vergl. Abb. 4), beweist, daß diese Werkstoffschädigung während der instationären Wärmebehandlung eintrat und daher nicht zeitabhängig ist. Die Rißbildung in Feuersteinen bei hohen Temperaturen wird von Waubke [13] ausführlich erklärt.

Der Gewichtsverlust der Feuersteine, z. B. durch Wasserabgabe, läßt sich thermogravimetrisch nachweisen. Es wurden daher mehrere Tiegel mit Feuersteinpulver bzw. mit ganzen Feuersteinen langsam ( $1 \text{ grd/min}$ ) aufgeheizt und bei verschiedenen Temperaturen gewogen. Ergebnisse dieser Messungen sind auf Bild 13 dargestellt. Man sieht, daß der größte Gewichtsverlust zwischen  $250$  und  $650^\circ\text{C}$  auftritt, wobei das Anstiegsmaximum bei  $450^\circ\text{C}$  liegen dürfte. Dieser Temperaturbereich stimmt mit dem bei den Zeitstandsversuchen beobachteten Bereich der häufigsten Abplatzungen sehr gut über-

ein. Bei den thermogravimetrischen Messungen wurde weiterhin festgestellt, daß bei 600 °C die ursprünglich ganzen Feuersteine in mehrere Stücke gesprungen waren, wobei sich die schwarzen Feuersteine (ihre Schwarzfärbung ist auf kohlenstoffhaltige Verwesungsreste zurückzuführen) als besonders anfällig erwiesen. Alle Steine zeigten nach der Temperaturbehandlung die schon erklärte typische Weißfärbung.

Die thermogravimetrischen Untersuchungen<sup>+)</sup>  stimmen weitgehend mit den Messungen von Micheelsen [20] überein (vergl. Bild 13), wenngleich auch die hier untersuchten Feuersteine einen um 0,1 bis 0,4 % höheren Gewichtsverlust aufweisen, was auf die unterschiedliche Herkunft und im wesentlichen auf einen höheren Gehalt an Kapillarwasser zurückzuführen ist. Nach Bild 13 erfolgt der Gewichtsverlust der Feuersteine in vier Stufen, die sich wie folgt erklären lassen:

- I. Stufe: 20 - 250 °C, reversibler Verlust von Wassermolekülen (Kapillarwasser), Gew.-Verlust rd. 0,27 bis 0,47 Gew.-%.
- II. Stufe: 150 - 650 °C, Zerstörung von Si-OH-Bindungen, Gew.-Verlust rd. 1,0 Gew.-%.
- III. Stufe: 650 - 800 °C, Dissoziation von Calcit. Gew.-Verlust rd. 0,07 Gew.-%.
- IV. Stufe: 800 - 1300 °C, Entweichen von CO<sub>2</sub> durch weitere Oxidation von Kohlenstoff, Gew.-Verlust rd. 0,14 Gew.-%.

Entscheidend für das Abplatzen ist also die Entwässerungsreaktion in der zweiten Stufe mit einem Gewichtsverlust von rd. 1 %.

Die große Neigung von Feuersteinen, bei Temperatureinwirkung zu zerspringen, läßt sich in einem einfachen Laborversuch nachweisen. Schon bei kurzzeitiger Erwärmung mit einem Bunsenbrenner springen von den Zuschlagkörnern mit hörbarem Knall Teile ab, wobei erhebliche Wurfweiten (= Energien) festzustellen sind.

---

+) Die Untersuchungen wurden in Zusammenarbeit mit Herrn Schwick (Abtlg. Baustoffchemie) durchgeführt.

Zusammenfassend läßt sich sagen, daß für das Platzen von Zuschlagstoffen bei hohen Temperaturen verschiedene Ursachen angegeben werden können. Die Tatsache, daß in der vorliegenden Untersuchung die Feuersteine als besonders temperaturanfällig und zum Platzen neigend erkannt wurden (80 % aller geplatzten Steine), sowie die Ergebnisse der thermogravimetrischen Untersuchung können jedoch als Beweis dafür angesehen werden, daß das Platzen der Zuschlagkörner bei Temperatureinwirkung im wesentlichen auf die Freisetzung von Wasser zurückzuführen ist <sup>+</sup>). In diesem Zusammenhang sei erwähnt, daß bei der Versuchsreihe B (Endtemperatur 600 °C) nur relativ wenig Abplatzungen beobachtet werden. Als Begründung hierfür wird u. a. das größere Betonalter und der damit verbundene geringere Feuchtigkeitsgehalt (vgl. Bild 6) angesehen.

Der Frage, welchen Einfluß die temperaturbedingte Zerstörung der Feuersteine auf das Festigkeitsverhalten des Betons hat, wurde in [13] nachgegangen. Pauschal läßt sich sagen, daß die durch Feuersteine verursachte Festigkeitsminderung nur dann nachweisbar ist, wenn das verwendete Zuschlagmaterial signifikante Mengen an Feuersteinen enthält. Als untere Grenze mögen hierfür Gewichtsanteile von (vermutlich) mindestens 15 % genannt sein. Quantitative Untersuchungen liegen darüber z. Z. jedoch noch nicht vor.

---

<sup>+</sup>) Wobei selbstverständlich alle Bindungsformen des Wassers eine Rolle spielen; z. B. chemisch gebundenes Wasser, adsorbiertes Wasser und Kapillarwasser.

## 5. Versuchsergebnisse

### 5.1 Zeitstandfestigkeit von Beton bei hohen Temperaturen

Aufgrund der Inhomogenität von Beton bringen insbesondere Hochtemperaturuntersuchungen erhebliche experimentelle Schwierigkeiten mit sich. Es ist bekannt, daß selbst bei einer unter labormäßigen Bedingungen hergestellten Betonmischung Festigkeitsschwankungen in der Größenordnung von  $\pm 10 \%$  bei gleichartigen Probekörpern keine Seltenheit sind. Da, wie sich im Laufe der Versuche herausstellte, die zeitabhängige Festigkeitsminderung des Betons bei hohen Temperaturen relativ langsam abläuft (rd.  $20 \%$  bei Versuchsdauern von über  $100 \text{ h}$ ), mußte bei der Bestimmung der temperaturabhängigen Kurzzeitfestigkeit (Heißdruckfestigkeit) besonders sorgfältig gearbeitet werden. Die Ergebnisse der ermittelten Heißdruckfestigkeiten sind auf Bild 14 dargestellt <sup>+)</sup> . Wie man sieht, stimmen die Meßwerte mit den Untersuchungen anderer Forscher weitgehend überein; obwohl gegenüber den Werten von Malhotra [3] um rund  $10 \%$  höhere Festigkeiten festgestellt wurden. Auf diese Abweichungen und deren Ursachen (z. B. Versuchsaufbau, Probekörperabmessungen etc.) soll hier jedoch nicht weiter eingegangen werden.

Ausgehend von der Heißdruckfestigkeit (Mittelwert aus drei Kurzzeitversuchen  $q_h = 100 \%$ ), wurden zur Bestimmung der Zeitstandfestigkeit mehrere Probekörper der gleichen Mischung nach Erreichen der betreffenden Versuchstemperatur verschiedenen Belastungen zwischen  $65 \%$  und  $98 \%$  der Heißdruckfestigkeit ausgesetzt und die Zeiten bis zum Eintreten des Bruches (Standzeiten) gemessen. Trat bei einem Probekörper während des vorgesehenen Versuchszeitraums kein Bruch ein, so wurde dessen Zeitstandfestigkeit mit Hilfe der Restfestigkeit rechnerisch ermittelt (vergl. S. 9). Die bei den Zeitstandversuchen ermittelten Daten sind in der Tabelle 3 zusammengefaßt. Es fällt auf, daß bei den Versuchen der Serie A 1 (Versuchstemperatur  $320^\circ \text{C}$ ) nur geringe Festigkeitsabnahmen ermittelt wurden (Restfestigkeiten  $> 100 \%$ ). Da die Versuche im Betonalter von 27 bis 42 Tagen durchgeführt wurden, liegt die Vermutung nahe, daß bei diesem niedrigen Temperaturniveau die Nacherhärtung des Betons doch noch

---

<sup>+)</sup>  Waubke [13] hat gezeigt, daß derartige Darstellungen der Festigkeitsminderung des Betons zu größeren Fehlern führen können, weil die Betonschädigung in ganz bestimmten Temperaturbereichen stattfindet. Der Festigkeitsabfall läßt sich also nur dann richtig angeben, wenn eine sehr große Anzahl von Meßwerten vorliegt.



eine gewisse Rolle spielt und die Meßergebnisse beeinflußt hat. Aus den Versuchen der Serie A 0 (Betonalter über 100 Tage) - die zu einem späteren Zeitpunkt durchgeführt wurden - geht hervor, daß diese Vermutung richtig ist.

Die Meßwerte der Tabelle 3 sind auf den Bildern 15, 16, 17 und 18 graphisch dargestellt. Bei hohen Belastungsgraden<sup>+) (z. B. 95 %)</sup> ist danach die Zeitstandfestigkeit nur gering; geht man jedoch auf etwas niedrigere Belastungen zurück, so nimmt die Standzeit erheblich zu (rd. 100 h bei 80 % Belastung), was auf eine logarithmische Beziehung zwischen der Standzeit und dem Belastungsgrad hindeutet. Auf Bild 19 sind die Meßergebnisse deshalb noch einmal im halblogarithmischen Maßstab aufgetragen. Dieses Bild vermittelt einen Eindruck von den relativ guten Zeitstandfestigkeitseigenschaften des Betons, selbst bei sehr hohen Temperaturen (600 °C).

Zwei Dinge dürfen bei dieser Betrachtung allerdings nicht außer acht gelassen werden. Die Darstellung bezogener Spannungen mag zu der Annahme verleiten, daß die Unterschiede zwischen den Zeitstandfestigkeiten bei 400 °C und 500 °C nur gering sind. Dies ist keineswegs der Fall. Es ist zu berücksichtigen, daß die Bezugsspannungen (Heißdruckfestigkeiten) bei 500 °C um 45 % kleiner sind als bei 400 °C, so daß insgesamt den Zeitstandversuchen bei 500 °C ein erheblich niedrigeres Spannungsniveau zugrunde liegt als den Versuchen bei 400 °C. Weiterhin ist zu bedenken, daß die einachsige Druckbelastung für den "Druckwerkstoff" Beton eine außerordentlich günstige Belastungsart darstellt. Die Extrapolation der auf diese Weise ermittelten Daten auf andere Belastungsfälle ist daher nur bedingt möglich.

Weiterhin sei davor gewarnt, die vorliegenden Daten, die zunächst nur als Tastversuche zu werten sind (vergl. Kap. 1), bedenkenlos über den angegebenen Untersuchungszeitraum (vergl. Bild 19) hinaus zu verlängern. Für Standzeiten von  $10^5$  h würden sich dabei Belastungsgrade von immerhin noch 65 % ergeben (Temperaturbereich 400 bis 500 °C). Ergebnisse, die nach den vorliegenden Erfahrungen nicht unbedingt bezweifelt werden, deren Glaubhaftigkeit tatsächlich jedoch erst durch entsprechend lange Versuchszeiten (11,4 Jahre) bewiesen werden kann.

---

<sup>+) Belastungsgrad =  $\frac{\text{tatsächliche Belastung} \cdot 100 \%}{\text{Kurzzeit-Hochtemperaturfestigkeit}}$</sup>

## 5.2 Verformungsverhalten des Betons bei Zeitstandversuchen unter hohen Temperaturen

Neben den Festigkeitskennwerten wurden bei den Zeitstandversuchen auch die Verformungen des Betons gemessen. Die Schwierigkeiten der Verformungsmessung bei hohen Temperaturen sind bekannt [18], so daß an dieser Stelle darauf nicht näher eingegangen werden soll. In Eichversuchen wurde festgestellt, daß bei der vorhandenen Anlage das Temperaturfeld nach 10 bis 20 h stationär ist, so daß die Verformung des Betons durch eine einfache Wegmessung am Druckstempel ( $P = \text{const}$ ,  $T = \text{const}$ ) vorgenommen werden konnte. Die Verformungen während der Lastaufbringung konnten dagegen nicht bestimmt werden.<sup>+)</sup>

Auf den Bildern 20, 21, 22 und 23 sind die ermittelten Weg-Zeit-Diagramme für verschiedene Belastungsgrade dargestellt <sup>++)</sup>. Die gemessenen Verformungen entsprechen danach weitgehend dem auf Bild 4 zunächst nur hypothetisch angegebenen Verformungsverlauf. Bei niedrigen Belastungsgraden, z. B. 70 % der Heißdruckfestigkeit, zeigen die Verformungen einen nahezu logarithmischen Verlauf, wie er aus Kriechuntersuchungen an Beton [9, 10, 11] bereits bekannt ist. Bei höheren Belastungen konnten während der Standzeit hinsichtlich der Verformung jedoch deutlich drei unterschiedliche Formen des Kriechens (vergl. Bild 4) festgestellt werden:

- I. Phase: Übergangskriechen
- II. Phase: Stationäres Kriechen
- III. Phase: Beschleunigtes Kriechen

Die II. Phase tritt allerdings nur sehr kurz auf, d. h. die Verformungsgeschwindigkeit nimmt nach Durchlaufung eines Minimums relativ schnell wieder größere Werte an, wodurch der Bruch des Betons eingeleitet wird.

Bemerkenswert ist die große Bruchdehnung des Betons bei hohen Temperaturen (im Zeitstandversuch). Nach Bild 21 tritt der Bruch zwischen 4 und 5 ‰ der zeitabhängigen Verformung ein. Berücksichtigt man, daß bei der Lastaufbringung

---

<sup>+)</sup>  Die Verformungen während der Lastaufbringung dürften im vorliegenden Fall bei 3,5 ‰ (300 °C) bis 8 ‰ (600 °C) gelegen haben.

<sup>++)</sup> Die in den ersten 10 bis 20 Versuchsstunden aufgenommenen Meßwerte wurden rechnerisch korrigiert (Wärmedehnung des Druckstempels) und sind deshalb nur gestrichelt eingezeichnet.

(Belastungsgrad z. B. 88 %) die elastisch-plastische Verformung auch schon 3,5 bis 8 ‰ beträgt, so ergeben sich Gesamtverformungen von 7,5 bis 16 ‰. Diese Werte nehmen mit steigender Temperatur zu (vergl. Bild 22), scheinen bei 600 °C aber wieder geringer zu werden; eine Eigenschaft, die von Fischer [6] ebenfalls festgestellt wurde. Man muß dabei allerdings berücksichtigen, daß bei dieser Temperatur sich der aus der äußeren Druckbelastung des Betons herrührenden Kriechstauchung eine (zeitabhängige) Dehnung aus der  $\alpha \rightarrow \beta$ -Quarzumwandlung überlagert, so daß die Gesamtverformung in den ersten Versuchsstunden aus diesen beiden gegenläufigen Verformungsvorgängen bestimmt wird <sup>+)</sup> . Nach längerer Standzeit zeigt der Beton dann jedoch wieder den angegebenen Verformungsablauf in den drei verschiedenen Phasen, wie er für Temperaturen unter 575 °C (vergl. Bild 21 und 22) ermittelt wurde.

Vergleicht man die gemessenen Verformungen für gleiche Belastungsgrade nach einer bestimmten Versuchsdauer (z. B. 80 h) untereinander, so ergibt sich für die Temperaturen 400 °C und 500 °C eine um 2,4 bis 2,7 größere Verformung als bei 300 °C. Dieses Ergebnis stimmt weitgehend mit den Kriechuntersuchungen von Cruz [10] überein, der bei 315 °C und 480 °C ein Verformungsverhältnis von 1 : 2,3 gefunden hat. Allerdings beziehen sich diese Meßwerte auf Betone mit kalkhaltigen Zuschlagstoffen und auf Versuchszeiten von nur 5 h, wobei der Belastungsgrad 22 % der Festigkeit bei Raumtemperatur betrug.

Zusammenfassend läßt sich sagen, daß die Verformungen des Betons im Zeitstandversuch wesentlich über den bei Raumtemperatur bekanntgewordenen Daten liegen. Für die Bruchdehnung wurden Werte ermittelt, die das Drei- bis Sechsfache der für den Normalzustand maßgebenden Werte betragen.

---

<sup>+)</sup>  Aus diesem Grunde ist auf Bild 23 auch kein Verformungsnullpunkt angegeben. Der "Fehler" hätte vermieden werden können, wenn die Versuchstemperatur über die gesamte Probelänge einheitlich  $\geq 600$  °C betragen und nicht wie auf Bild 11 dargestellt im Bereich der Quarzumwandlung gelegen hätte.

### 5.3 Anwendung der Thermodynamik auf die Auswertung von Zeitstandversuchen an Beton

Zur Zeit ist es noch nicht möglich, die mechanischen Eigenschaften eines Werkstoffs aus der Kenntnis der physikalischen Vorgänge abzuleiten, da die Zusammenhänge derart verwickelt sind, daß es unmöglich ist, sie im einzelnen quantitativ zu erfassen. Für die praktische Ermittlung der Festigkeitseigenschaften, besonders der Zeitstandeigenschaften, und für die Abklärung der Frage der Extrapolation auf lange Zeiten muß deshalb ein Verfahren angewendet werden, das den thermodynamischen Grundsätzen genügt und das nach Möglichkeit mit der Erkenntnis der physikalischen Forschung im Einklang ist.

Alle bisher vorgeschlagenen Verfahren gehen davon aus, daß sich beim Warmkriechen Vorgänge abspielen, deren Verlauf durch eine aus der Arrheniusschen Gleichung abgeleitete Beziehung erfaßt wird:

$$\dot{\epsilon} \approx \frac{1}{t_B} = A \cdot e^{-\Delta F/RT} = A \cdot e^{\Delta S/R} \cdot e^{-\Delta H/RT} \quad (1)$$

Darin bedeuten:

- $\dot{\epsilon}$  = Kriechgeschwindigkeit,
- $t_B$  = Zeit bis zum Bruch,
- $\Delta F$  = freie Aktivierungsenergie,
- $\Delta S$  = freie Aktivierungsentropie,
- $\Delta H$  = freie Aktivierungsenthalpie,
- $R$  = universelle Gaskonstante,
- $T$  = absolute Temperatur,
- $A$  = Parameter.

Bei der Anwendung dieser Beziehung treten jedoch folgende Schwierigkeiten auf:

Während der langzeitigen Beanspruchung laufen verschiedene Teilvorgänge ab, die sich entweder überlagern oder nacheinander ablösen. Der Übergang von einem Vorgang zum anderen ist u. a. bedingt durch Veränderung der Mikro- und der Makrostruktur des Werkstoffs (chemische und physikalische Umwandlungen,

Rißbildung). Trotz dieser Schwierigkeiten kann man die Verhältnisse durch ein thermodynamisches System erfassen, in dem man in der angegebenen Gleichung die Größen  $\Delta S$  und  $\Delta H$  als Funktionen der Zeit, der Dehnung, der Spannung und der Temperatur ansieht. Bei der Untersuchung von Aluminiumlegierungen und Stählen sind deshalb verschiedene Modelle vorgeschlagen worden [21, 22, 23], nach denen die Zustandfestigkeit berechnet werden kann.

Eine Prüfung der vorgeschlagenen Verfahren kann erfolgen durch:

1. Vergleich der durch Extrapolation erhaltenen Werte mit Hilfe von Ergebnissen aus Langzeitversuchen,
2. Erörterung der Schlußfolgerungen, um zu sehen, ob diese mit den physikalischen Ergebnissen nicht im Widerspruch stehen.

Für Beton sind derartige Untersuchungen bisher noch nicht bekannt geworden. Die vorliegenden Tastversuche sollen daher einer statistischen Auswertung unterzogen werden, um die Anwendbarkeit des vorgeschlagenen Verfahrens zu überprüfen. Man muß dabei allerdings berücksichtigen, daß die zufälligen Streuungen in den Eigenschaften des Betons, die aus Inhomogenitäten im makroskopischen Sinne erklärt werden können, erhebliche Streuungen in der Lebensdauer verursachen können. Bei der Berechnung der Lebensdauer von Betonen wird man also noch mehr als bei anderen Werkstoffen mit erheblichen statistischen Schwankungen zu rechnen haben.

Bei dem hier vorgeschlagenen Modell wird die Wahrscheinlichkeit für den Beginn einer Rißbildung proportional dem reziproken Wert der Lebensdauer  $t_B$  angesetzt und als Zerstörungsgeschwindigkeit  $v$  bezeichnet.

$$v = \frac{1}{t_B} \quad (2)$$

Die Zerstörungsgeschwindigkeit kann darin auch als die Ableitung des (dimensionslosen) Rißbildungswegs  $x$  nach der Zeit  $t$  angesehen werden.

$$v = dx/dt \quad (3)$$

Nach bekannten Ansätzen aus der Chemie und der statistischen Thermodynamik lassen sich statistische Vorgänge nach der Gleichung

$$v = C \cdot e^{-Q/RT} \quad (4)$$

berechnen. Diese Form der Arrhenius-Gleichung legten z. B. Sherby und Dorn [21] ihrem Extrapolationsverfahren zur Berechnung der Standzeit von Aluminium zugrunde. Es liegt nahe, diese überaus einfache Beziehung<sup>+</sup> auch zur Abschätzung der Standzeiten für Beton heranzuziehen. In Gl. 4 bedeuten:

- Q = die Aktivierungsenergie und
- C = ein Strukturfaktor.

Beide Faktoren sind unbekannt und müssen anhand der vorliegenden Messungen (vergl. Tabelle 3 und Bild 19) errechnet werden. Durch Logarithmierung der Gl. 4 ergibt sich

$$\log v = \log C - \frac{Q}{2,3 \cdot R \cdot T} \quad (5)$$

Trägt man also den Logarithmus der Zerstörungsgeschwindigkeit ( $v = 1/t_B$ ) über  $1/T$  auf, so läßt sich aus der Steigung der gefundenen Funktion die Aktivierungsenergie Q berechnen. Auf Bild 24 ist diese Funktion dargestellt. Man sieht, daß unabhängig vom Belastungsgrad (90 %, 85 % und 80 %), eine nahezu lineare Beziehung zwischen  $\log v$  und  $1/T$  entsteht, aus der sich die Aktivierungsenergie zu

$$Q = 11\,400 \text{ cal/mol}$$

bestimmen läßt.

Die dem Bild 24 zugrunde liegenden Rechenwerte sind auf Bild 19 als dünne Linien (Regressionsgeraden) eingezeichnet<sup>++</sup> und in Tabelle 4 angegeben.

---

<sup>+</sup>) W. Siegfried [24] hat gezeigt, daß das Verfahren von Sherby und Dorn noch wesentlich verbessert werden kann. Da die Anzahl der vorliegenden Meßergebnisse für Beton zur Zeit jedoch nur gering sind, lohnt es sich aber nicht, diese übersichtliche Darstellung durch Einführung weiterer Parameter (z. B. Gl. 1) komplizierter zu machen.

<sup>++</sup>) Die Werte für 300 °C wurden dabei willkürlich um 5 % abgemindert (gestrichelte Linie), weil bei diesen Meßwerten entsprechend den Überlegungen von S. 22/23 in der Serie A 1 ein Einfluß der Nacherhärtung vorhanden war.

Der Strukturfaktor  $C$  ist ebenfalls angegeben. Erstaunlich ist, daß die gefundenen Strukturfaktoren nahezu unabhängig von der Temperatur sind (und damit auch unabhängig von der absoluten Höhe der aufgetragenen Spannung), wohingegen der Belastungsgrad einen dominierenden Einfluß besitzt. Mit einem Fehler von weniger als 10 % läßt sich für jeden Belastungsgrad ein mittlerer Strukturfaktor  $\bar{C}$  angeben, der für den gesamten Temperaturbereich von 300 bis 600 °C eingesetzt werden kann. Auf Bild 25 ist diese Funktion dargestellt. Man erhält wieder eine Gerade, die bei niedriger Spannungsausnutzung zu sehr kleinen Werten führt.

Anwendungsbeispiel: Gesucht ist die Lebensdauer  $t_B$  eines mit 85 % seiner Kurzzeitfestigkeit  $\sigma_h$  belasteten Betonkörpers bei 450 °C. +)

Mit

$$\begin{aligned} Q &= 11\,400 \text{ cal/mol,} \\ R &= 1.9865 \text{ cal/mol } ^\circ\text{K,} \\ T &= 723 \text{ } ^\circ\text{K,} \\ \bar{C} &= 22.3 \text{ h}^{-1}, \end{aligned}$$

errechnet sich die Lebensdauer nach Gl. 2 und 4 zu

$$t_B \approx 125 \text{ h.}$$

Vergleicht man diesen Wert mit den Versuchswerten von Bild 19, so ergibt sich eine vorzügliche Übereinstimmung.

Abschließend noch einige Bemerkungen zur Anwendung des vorgeschlagenen Verfahrens. Es ist klar, daß die angegebenen Formeln nicht ohne weiteres über den untersuchten Bereich hinaus extrapoliert werden dürfen (vergl. Anmerkung, S. 23). Dieses kann zu erheblichen Fehlern führen, z. B. weil sich im Laufe der Standzeit Einflüsse bemerkbar machen, die bei den vorliegenden Versuchen noch gar nicht erfaßt wurden (zu kurze Versuchsdauer). Eine Verifizierung der theoretischen Untersuchungsergebnisse kann daher nur durch noch längere Standzeiten erbracht werden.

---

+) Kurzzeitfestigkeit bei 450 °C!

## 6. Zusammenfassung

Die Notwendigkeit, sich mit Fragen der Beanspruchbarkeit von Massivbauten in Katastrophenfällen (z. B. Brandfall) zu befassen, führt zwangsläufig zu Untersuchungen an Betonen unter extremen Umweltbedingungen. In der vorliegenden Arbeit wurde daher die Zeitstandfestigkeit von bauüblichen Kiesbetonen unter hohen Temperaturen untersucht. Vergleichbare Untersuchungen sind bisher nicht bekannt geworden, obwohl in der Praxis Fälle denkbar sind, in denen die vermutete zeitabhängige Festigkeitsminderung des Betons von entscheidender Bedeutung sein kann (z. B. Schutzraum).

In der vorliegenden Untersuchung konnte eine zeitabhängige Festigkeitsminderung des Betons nachgewiesen werden. Es zeigte sich, daß diese Festigkeitsminderung ebenfalls temperaturabhängig ist und mit zunehmender Temperatur merklich größer wird. Dieses steht mit theoretischen Überlegungen im Einklang, die davon ausgehen, daß man für die Wahrscheinlichkeit einer Rißbildung eine Zerstörungsgeschwindigkeit  $v$  einführen kann und diese mit den bekannten Formeln eines thermisch aktivierten Prozesses verknüpft. Es wurde weiterhin festgestellt, daß die zeitabhängige Festigkeitsminderung des Betons langsam abläuft (nur rd. 20 % nach über 100 h), so daß anhand der vorliegenden Meßwerte dem Beton (unter einachsiger Druckbelastung) relativ gute Eigenschaften hinsichtlich seiner Zeitstandfestigkeit (vergl. Bild 3) zuerkannt werden müssen.

Verformungsmessungen haben ergeben, daß die für den Bruchzustand maßgebenden Dehnungen im Zeitstandversuch das Drei- bis Sechsfache der bei Raumtemperatur üblichen Werte betragen. Dieses ist für praktische Fälle von Bedeutung, weil die im Bauwerk auftretenden Verformungen ggf. erhebliche Kräfteumlagerungen verursachen und zum Versagen eines Bauteils führen können. Wodurch letztlich das Tragverhalten des gesamten Bauwerks in Frage gestellt werden kann.

Eine thermodynamische Auswertung der Zeitstandversuche hat ergeben, daß sich die gefundenen Meßwerte durch ein einfaches Rechenmodell wiedergeben lassen. Die Anwendbarkeit dieses Modells auf sehr große Standzeiten muß noch experimentell überprüft werden.



## 7. Bedeutung der Ergebnisse für den Schutzraumbau

Bei der thermischen Beanspruchung von Schutzraumdecken infolge von Schuttmeilern muß nach den Untersuchungen von Jeschar [25] und Bürger [26] mit Temperaturen gerechnet werden, die zum Teil über 600 °C liegen und die darüber hinaus nicht selten mehrere Stunden lang anhalten. Für Stahlbetondecken ergeben sich daraus ernsthafte Konsequenzen; denn einerseits muß sichergestellt sein, daß an der Stahlbewehrung niemals derartige Temperaturen auftreten, weil dann mit einem sofortigen Versagen der Bewehrung gerechnet werden muß, andererseits sind bei diesen Temperaturen jedoch auch erhebliche Festigkeitsminderungen im Beton zu erwarten, die bei rund 80 % der Kurzzeitfestigkeit bei Raumtemperatur liegen. Bei Schutzbauten sollte aus Festigkeitsüberlegungen deshalb sichergestellt werden, daß die tragenden Betonbauteile nicht über 400 °C erwärmt werden. Dies könnte beispielsweise durch Anbringung geeigneter Wärmedämmschichten an besonders gefährdeten Stellen geschehen.

Weiterhin ist zu berücksichtigen, daß die zu erwartenden Temperaturbeanspruchungen mit Verformungen verbunden sind, die ein Vielfaches der bei Raumtemperatur bekanntgewordenen Werte betragen können. Grundsätzlich ist deshalb zu empfehlen, Betone mit geringen thermischen Ausdehnungskoeffizienten zu verwenden, was darauf hinausläuft, sich bei der Auswahl der Zuschlagstoffe im wesentlichen auf kalkhaltige Gesteine und Schlacken zu stützen. Insbesondere Kalkzuschläge zeichnen sich durch eine geringe thermische Dehnung aus. Gegenüber anderen Zuschlagstoffen (z. B. Flint und Quarz) zeigen sie darüber hinaus bis zu Temperaturen von ungefähr 700 °C eine gute thermische Stabilität, d. h. die Betonfestigkeit wird bis 700 °C durch sie nicht wesentlich (negativ) beeinflusst.

Zu beachten ist auch die Frage der Verformungen während der Abkühlphase. Nach den in [27] angegebenen Werten sind bei belasteten Betonbauteilen nach kurzzeitiger Erwärmung auf 600 °C und daran anschließender Abkühlung Stauchungen in der Größenordnung von 10 ‰ zu erwarten. Wichtig ist in diesem Zusammenhang die Erkenntnis, daß es auch während einer solchen

Abkühlphase noch zum Versagen des Bauteils kommen kann. Naturgemäß wird dieses durch ein Anwachsen der Verformungsgeschwindigkeit angezeigt. Es sollte deshalb einmal auf die Möglichkeit hingewiesen werden, an gefährdeten Stellen derartige Verformungen in ausgeführten Schutzräumen zu messen, um Aufschlüsse über den Zustand des Bauwerks bei einer Meilerbelastung zu bekommen.

Zu der Festlegung von zulässigen Festigkeitskennwerten wird empfohlen, sich an den Werten von Bild 14 zu orientieren. Diese wären jedoch um rd. 25 % - zur Berücksichtigung einer thermischen Langzeitbeanspruchung - zu reduzieren, so daß sich (unter Berücksichtigung eines entsprechenden Sicherheitszuschlages) Rechenwerte ergeben, die die bei Raumtemperatur üblichen Werte wesentlich unterschreiten. Temperaturen wesentlich über 400 °C sollten im Beton jedoch weitgehend vermieden werden oder wenigstens auf statisch unbedeutende Teilbereiche beschränkt bleiben, weil die mit der Portlandzersetzung um 500 °C verbundenen Strukturveränderungen zu Schädigungen führen können, die langfristig gesehen nicht zu übersehen sind. In diesem Zusammenhang sei darauf hingewiesen, daß bei nachträglicher Befeuchtung eines derartig beanspruchten Betonbauteils eine weitere Rißbildung und damit ein zusätzlicher Festigkeitsverlust zu erwarten ist.

## 8. Anhang

=====

### 8.1 Tabellen

### 8.2 Diagramme

### 8.3 Abbildungen

Tabelle 1: Betontechnologische Daten der verwendeten Mischungen

Beton-Kennwerte			Beton-Mischungen				
Art	Benennung	Dim.	A0	A1	B	C	D
Stoffzusammensetzung für 1 m <sup>3</sup> Festbeton	Zementgehalt	kg/m <sup>3</sup>	350	350	350	350	350
	Wassergehalt	l/m <sup>3</sup>	217	210	206	206	206
	Kies	kg/m <sup>3</sup>	2060	1910	1910	1910	1910
	Körnungsanteile (trocken):						
	0 - 3 mm	%	29	29	29	29	29
	3 - 7 mm	%	22	22	22	22	22
	7 - 15 mm	%	49	49	49	49	49
Frischbeton- eigenschaften	Rohdichte	kg/dm <sup>3</sup>	2,357	2,365	2,36	2,35	2,36
	Wassergehalt bezo- gen auf das Trocken- gewicht						
	Darrprobe	%	9,17	9,17	8,93	9,11	9,10
	Konsistenz:						
	Ausbreitmaß	cm	38,0	40,0	36,0	35,5	35,0
	Verdichtungsmaß	%	1,09	1,05	1,07	1,10	1,10
	LP-Gehalt	%	1,7	1,25	1,6	1,5	1,6
Beton- herstellung	Mischdauer nach der Wasserzugabe	min	6	8	4	4	4
	Rüttelzeit (HF-Tisch)	s	20	20	20	20	20

Tabelle 2: Festigkeit, Rohdichte und Feuchtigkeit der verwendeten Mischungen

Beton-Kennwerte			Beton-Mischungen				
Art	Benennung	Dim.	A0	A1	B	C	D
Festigkeit	Würfelfestigkeit <sup>+</sup> (Betonalter 28 Tage)	kp/cm <sup>2</sup>	447	448	462	467	482
	Zylinderfestigkeit <sup>+</sup> (Betonalter 28 Tage)	kp/cm <sup>2</sup>	-	307	-	328	335
	Zylinderfestigkeit <sup>+</sup> (Betonalter 170 Tage)	kp/cm <sup>2</sup>	309	-	-	-	-
	Zylinderfestigkeit <sup>+</sup> (Betonalter 88 Tage)	kp/cm <sup>2</sup>	-	-	331	-	-
Dichte	Rohdichte <sup>+</sup> (Betonalter 28 Tage)	kg/dm <sup>3</sup>	2,33	2,34	2,33	2,34	2,33
Feuchtigkeit	Würfelfeuchtigkeit <sup>+</sup> (Trocknung vom 28. Tag bis zur Gewichts- konstanz)	%	-	5,25	5,0	5,25	5,0
	Zylinderfeuchtigkeit <sup>+</sup> (Trocknung vom 28. Tag bis zur Gewichts- konstanz)	%	-	4,54	-	4,85	4,85
	Zylinderfeuchtigkeit <sup>+</sup> (Trocknung vom 170. Tag bis zur Gewichts- konstanz)	%	2,88	-	-	-	-
	Zylinderfeuchtigkeit <sup>+</sup> (Trocknung vom 88. Tag bis zur Gewichts- konstanz)	%	-	-	2,98	-	-

+ ) Mittelwert aus drei Probekörpern

Tabelle 3: Zeitstandfestigkeit von Beton bei hohen Temperaturen

Beton- mischung	Versuchs- Nr.	Versuchs- temperatur	Belastungs- grad	Zeitstand- festigkeit	Stand- zeit
		°C	%	%	h
Serie A 0	A 0 - 3	320	93	93	84
	A 0 - 5	340	93	93	145
Serie A 1	A 1 - 4	340	80	93,5	94
	A 1 - 5	320	97	99	23
	A 1 - 6	305	85,5	96	95
Serie B	B - 2	592	89	89	7
	B - 3	598	67	81	265
	B - 4	598	77	77	354
	B - 5	605	82	82	225
Serie C	C - 3	408	97	97	4
	C - 4	412	86	86	87
	C - 5	408	88	88	57
	C - 6	407	68	81	89
Serie D	D - 3	515	70	82	98
	D - 4	500	91	91	2,5
	D - 5	500	92	92	1
	D - 6	510	77,5	86	98
	D - 7	502	77	86,5	186

**Tabelle 4:** Auswertung der Regressionsgeraden zur Bestimmung der Aktivierungsenergie

Temperatur			Belastungsgrad								
			90%			85 %			80 %		
	T	$T^{-1}$	$t_B$	v	C	$t_B$	v	C	$t_B$	v	C
$^{\circ}\text{C}$	$^{\circ}\text{K}$	$\text{K}^{-1}$	h	$\text{h}^{-1}$	$\text{h}^{-1}$	h	$\text{h}^{-1}$	$\text{h}^{-1}$	h	$\text{h}^{-1}$	$\text{h}^{-1}$
300	573	$1,746 \cdot 10^{-3}$	130	0,0077	169,4	1070	0,000935	20,6	9500 <sup>+) </sup>	0,000105	2,31
400	673	$1,485 \cdot 10^{-3}$	26	0,0385	192,4	210	0,00476	23,8	1800 <sup>+) </sup>	0,000555	2,77
500	773	$1,293 \cdot 10^{-3}$	9,5	0,105	176,6	80	0,01250	21,2	680	0,00147	2,50
600	873	$1,132 \cdot 10^{-3}$	3,5	0,285	203	30	0,03333	23,7	250	0,00400	2,85

+ ) Werte liegen außerhalb des untersuchten Bereiches und wurden durch Extrapolation ermittelt.

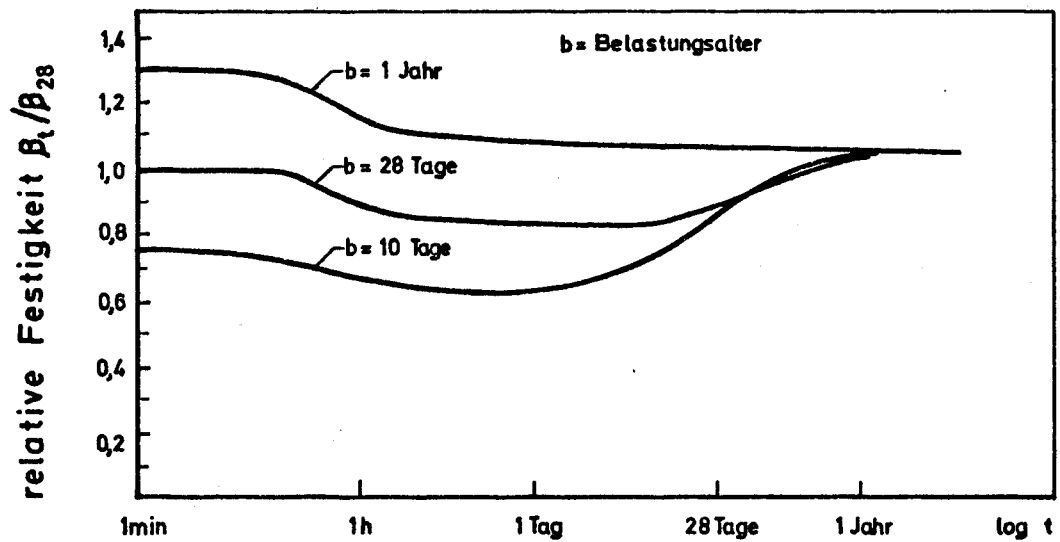


Bild 1 : Kritische Standzeit bei Dauerbelastung

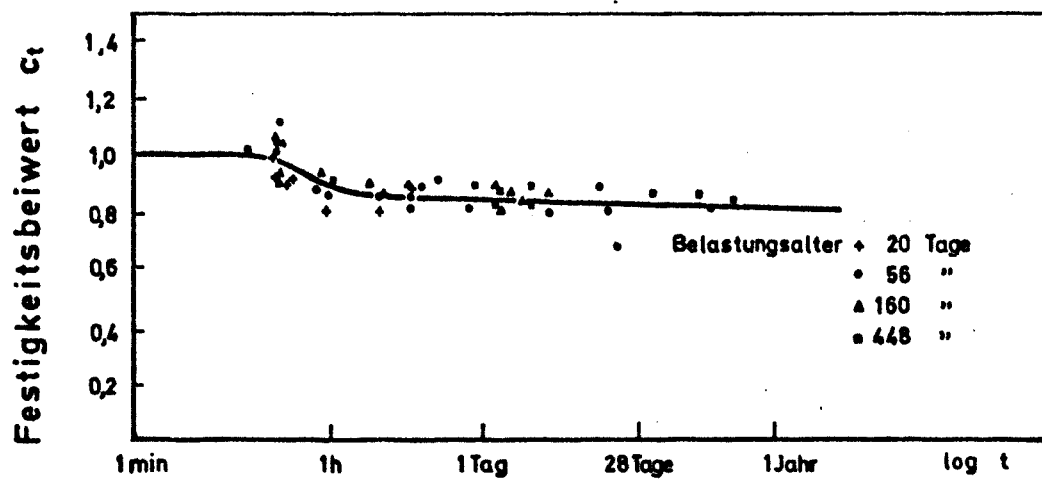
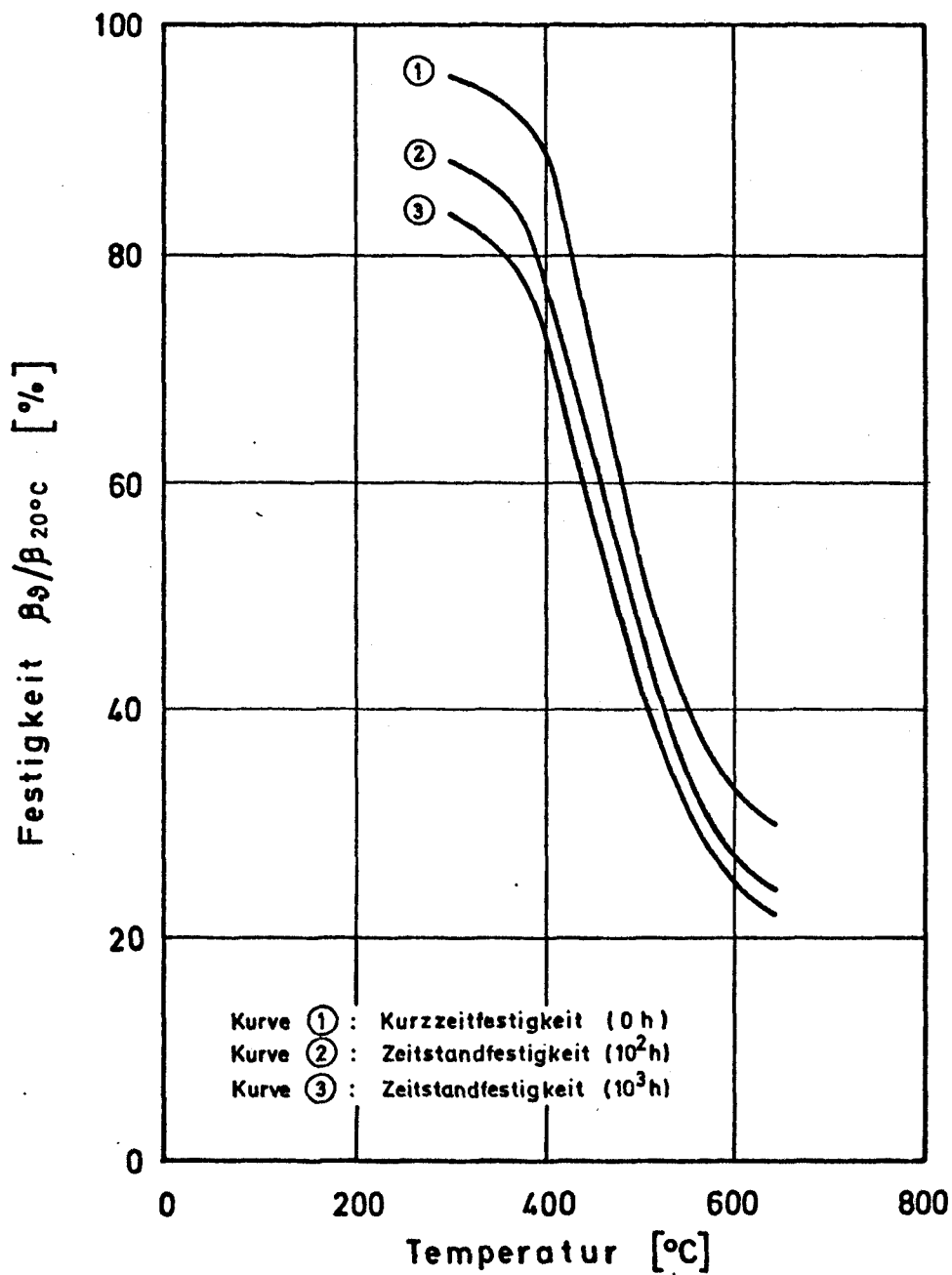
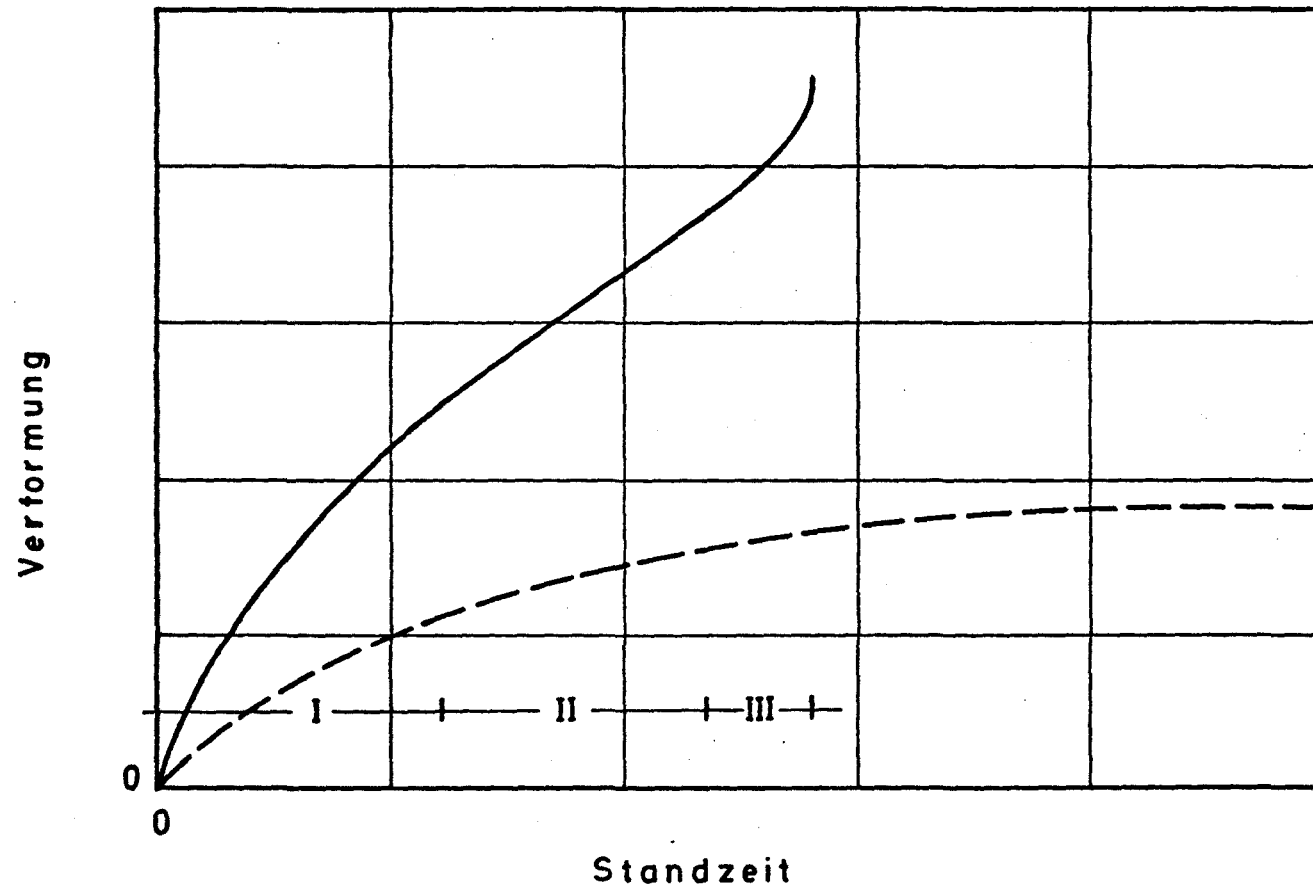


Bild 2 : Festigkeitsabfall unter Dauerlast ohne Nachhärtung bei Raumtemperatur





**Bild 3 : Zeitstandfestigkeit des Betons bei hohen Temperaturen**



**Bild 4 : Verformung des Betons im Zeitstandversuch bei hohen Temperaturen**

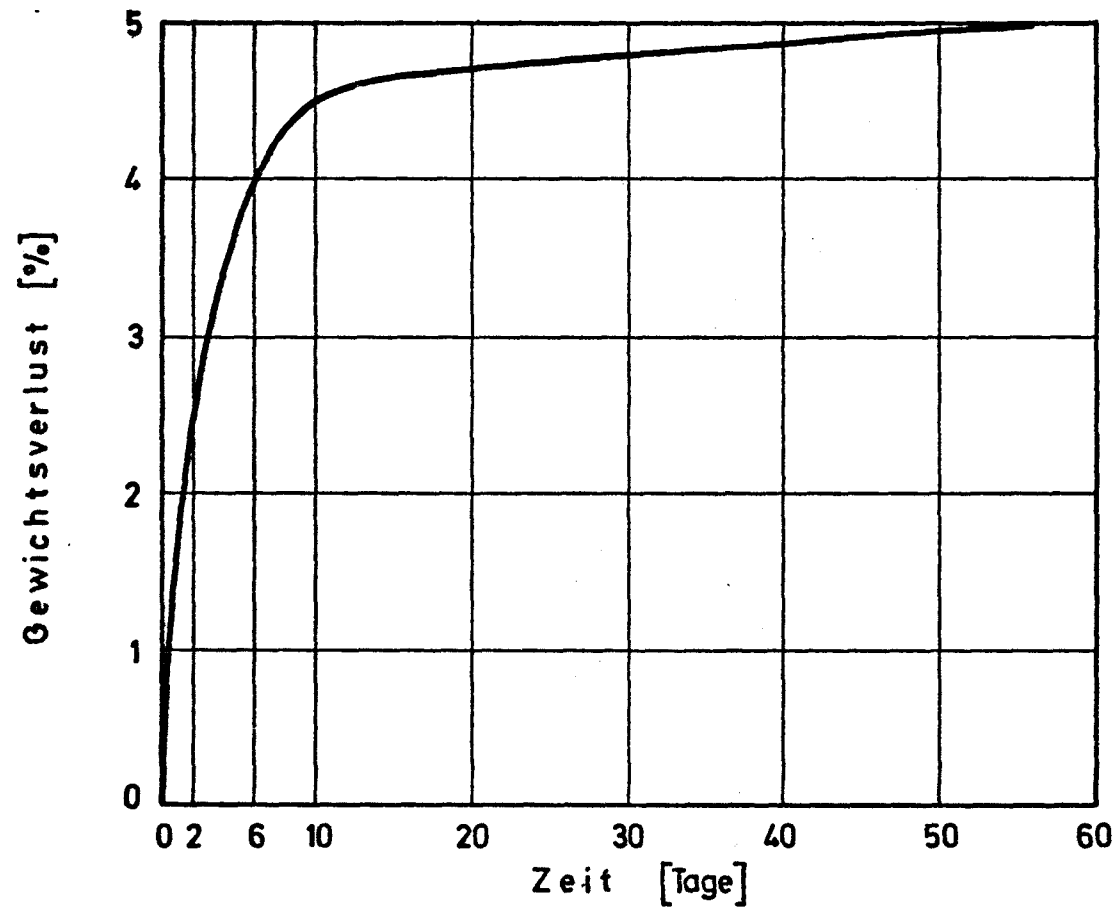


Bild 5 : Austrocknungskurve eines Würfels bei 105 °C  
im Alter von 28 Tagen

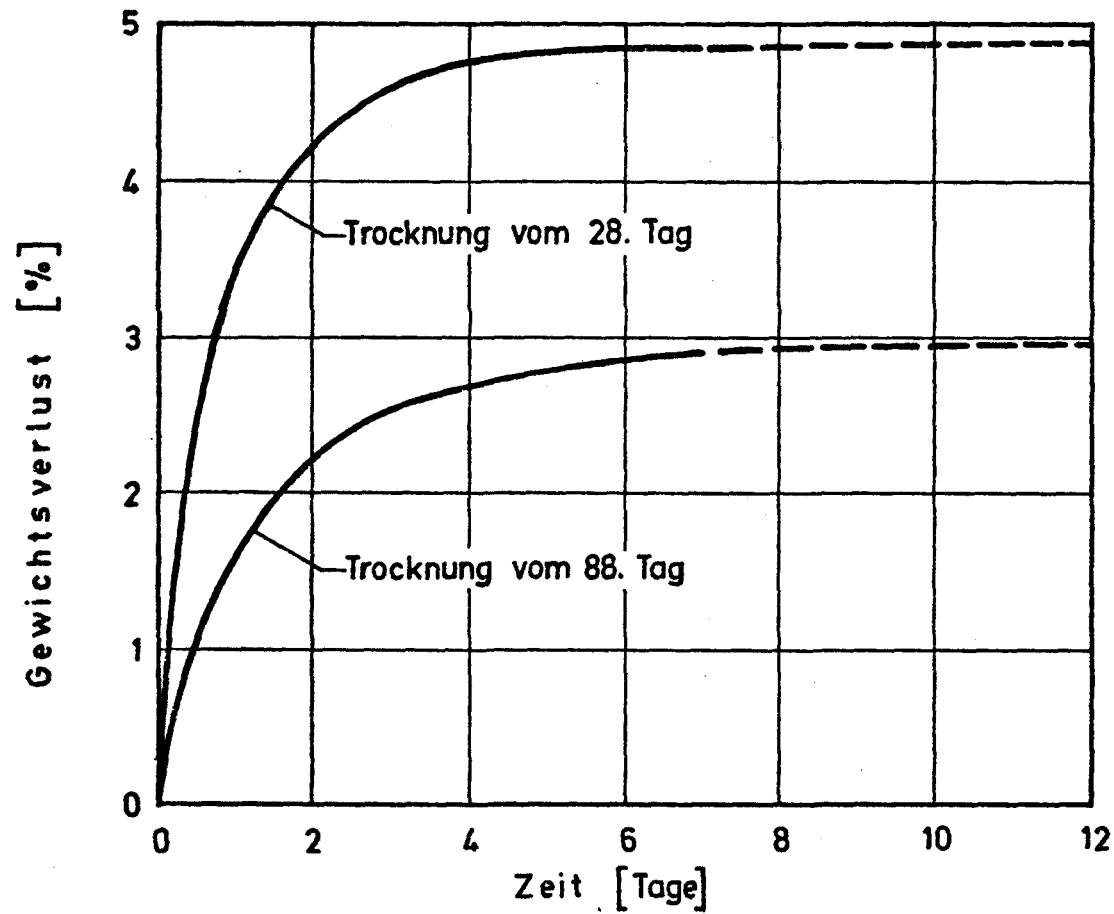


Bild 6 : Austrocknungskurve von Probezylindern mit unterschiedlichem Alter bei 105°C

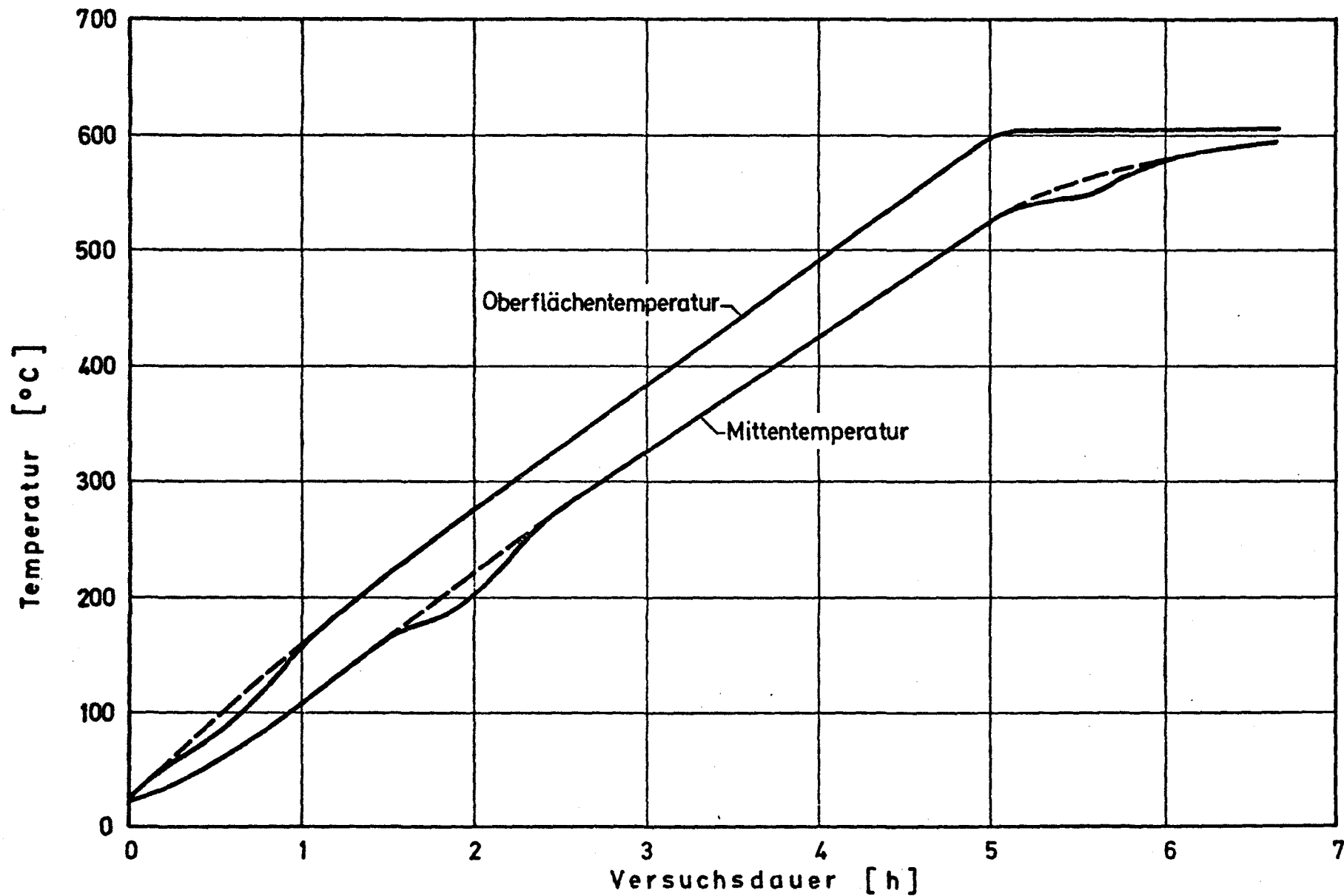


Bild 7 : Erwärmungskurve eines Probekörpers der Serie B auf 600 °C

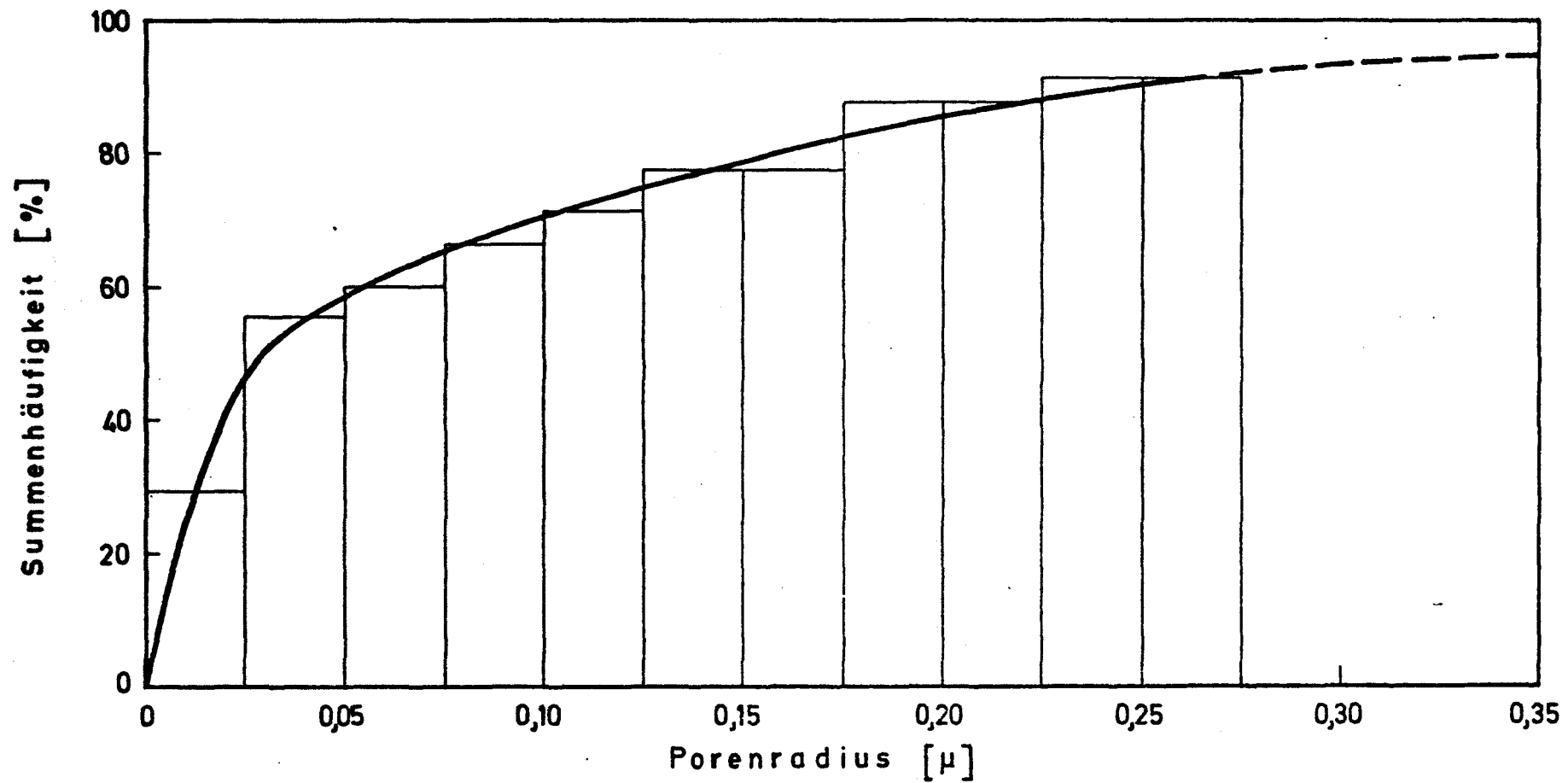


Bild 8 : Porenverteilung eines Normalbetons nach Waubke [14]

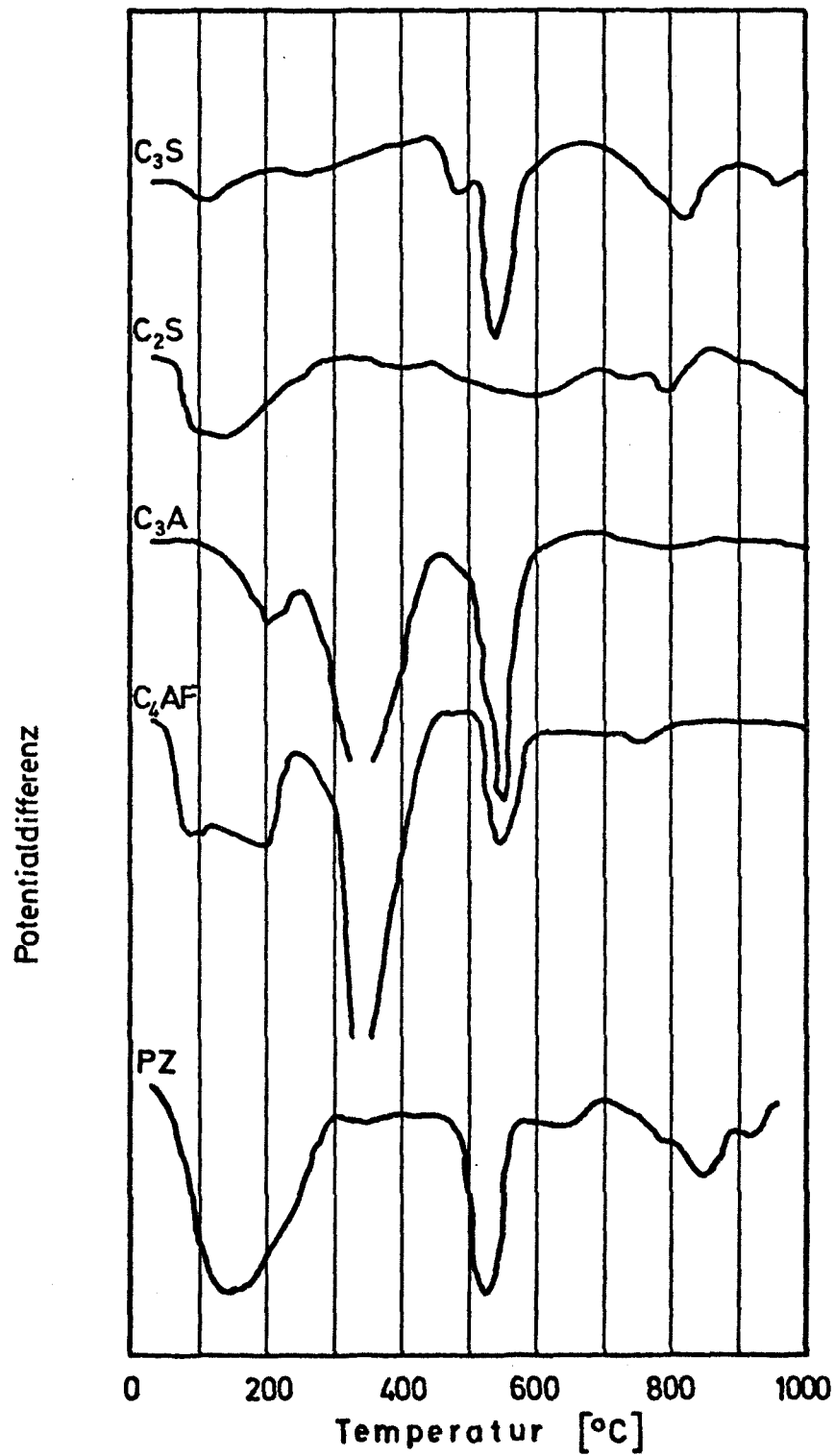


Bild 9 : DTA-Kurven von hydratisierten Klinkermineralen nach Petzold [15]

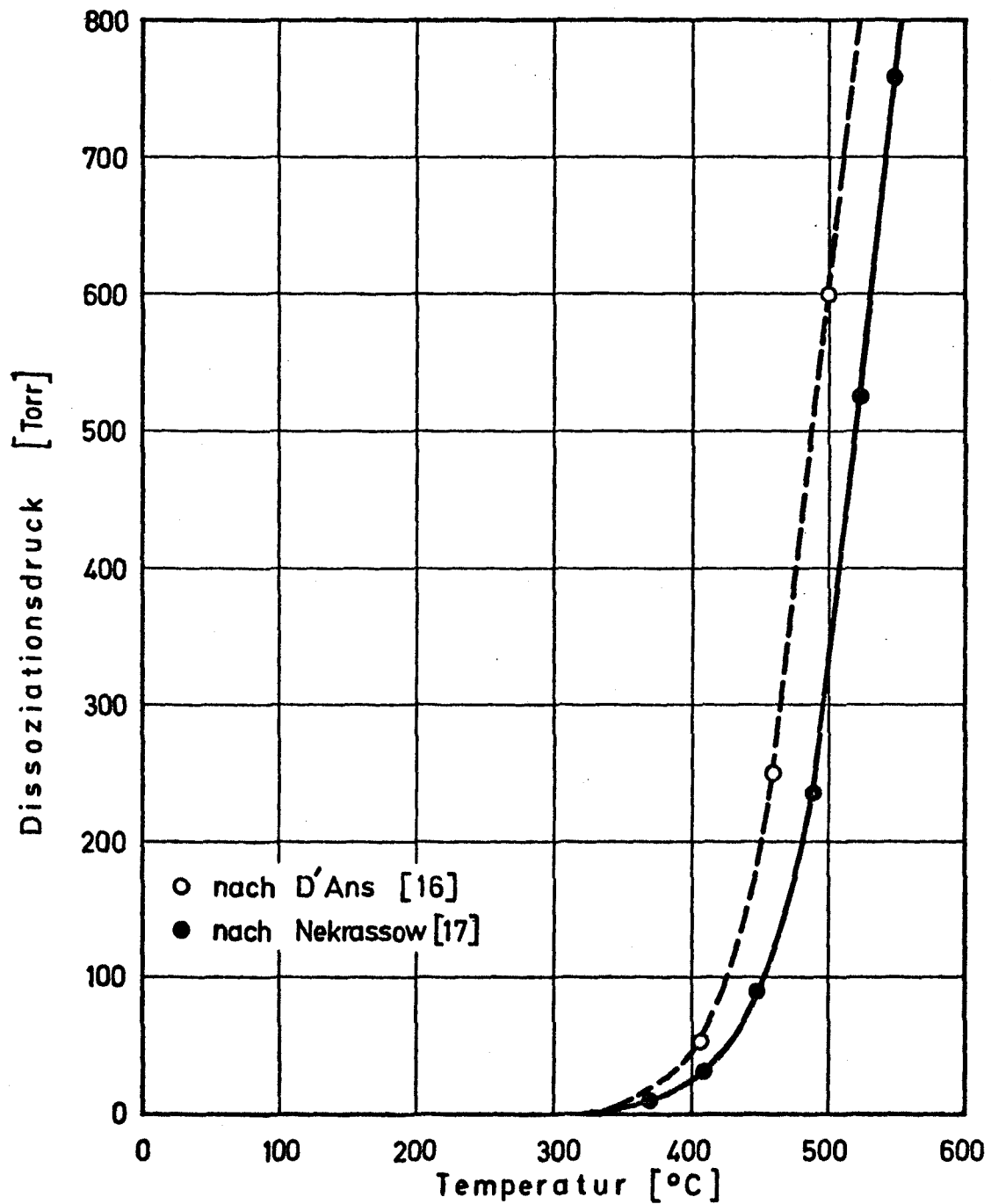


Bild 10 : Dissoziationsdruck des Wasserdampfs bei der Dehydratation von Calciumhydroxid



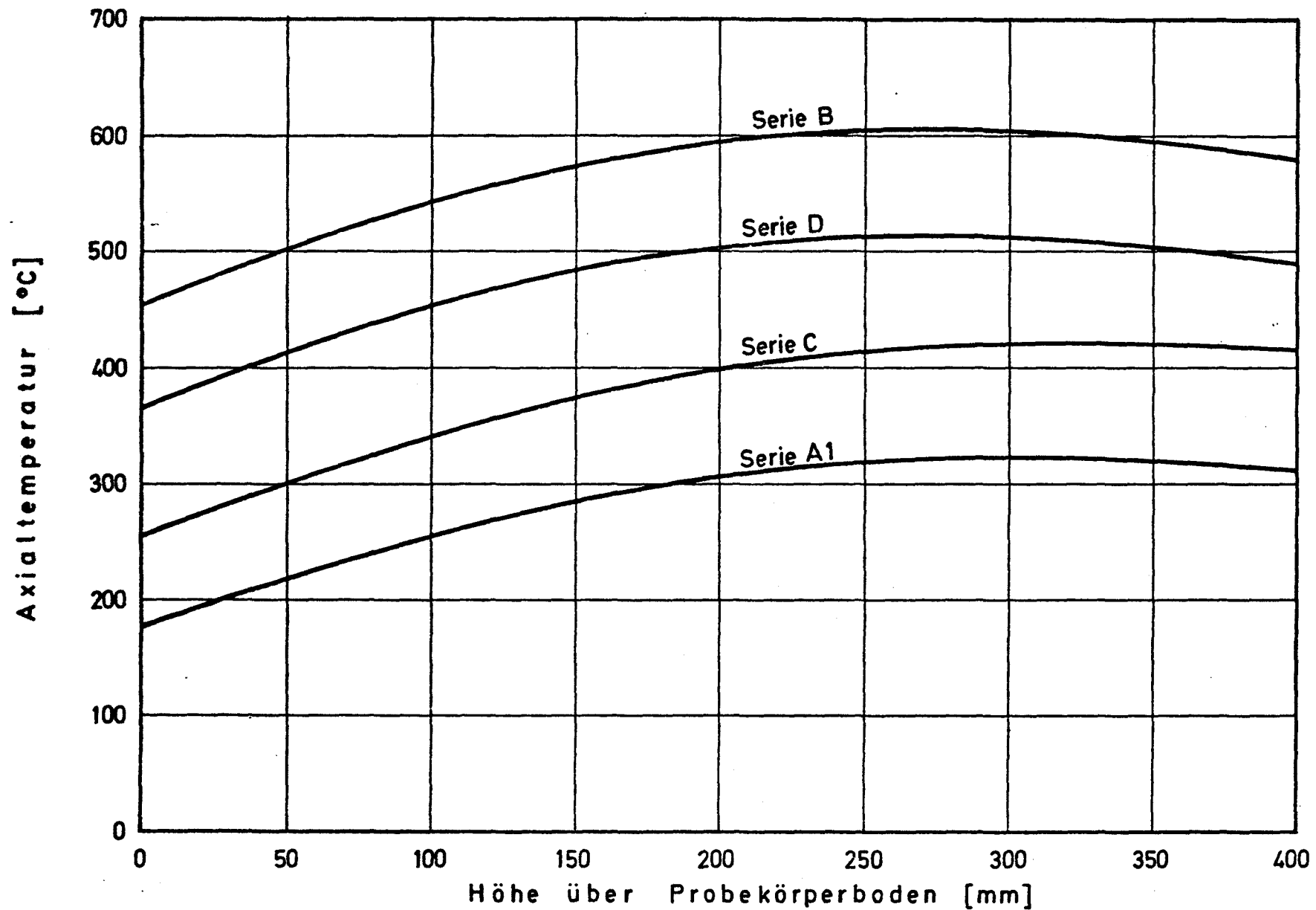
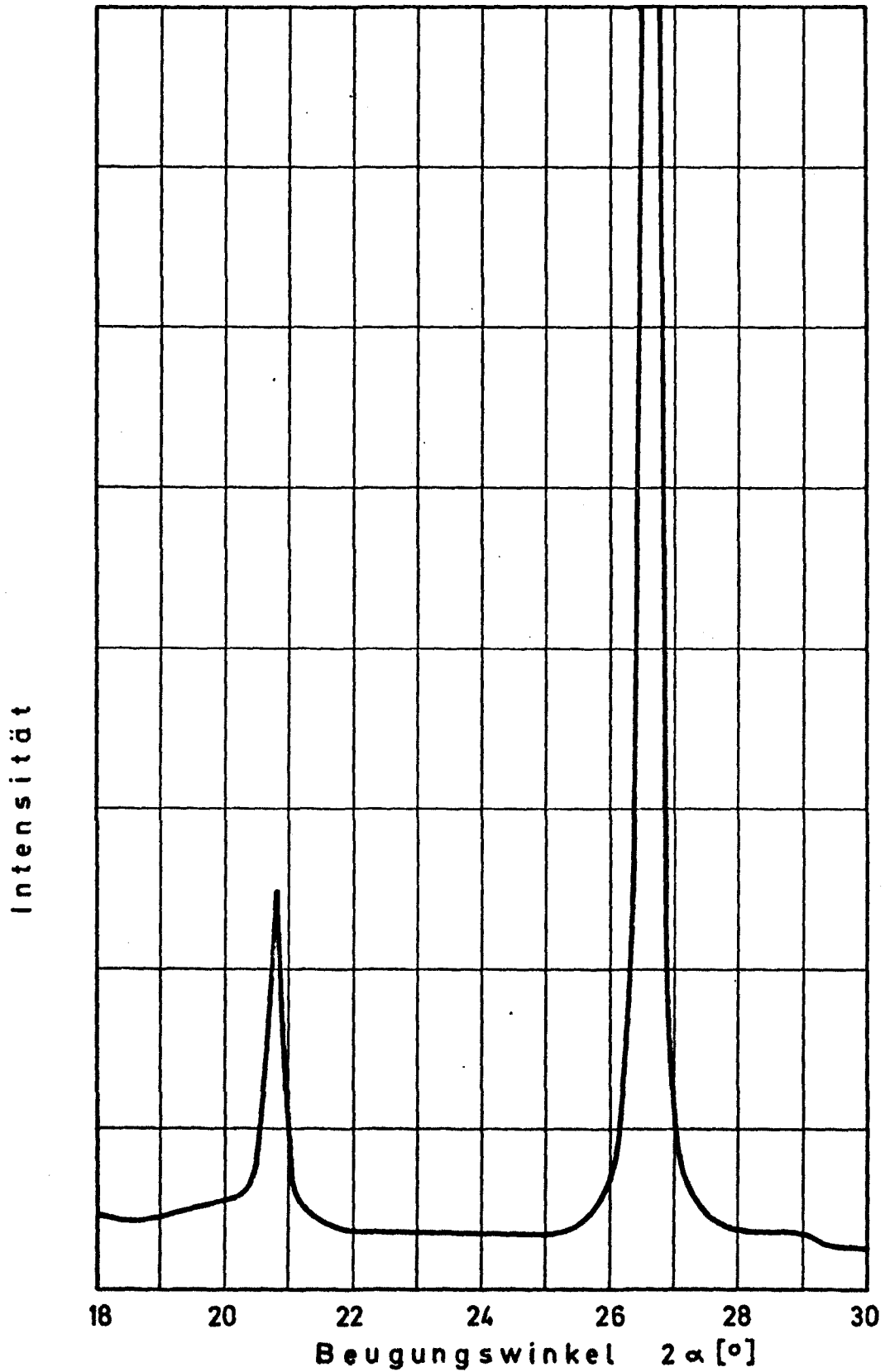


Bild 11 : Temperaturverlauf entlang der Probekörperachse bei den Zeitstandversuchen



**Bild 12 : Röntgenfeinstrukturanalyse eines Quarzits  
aus der Serie A1**

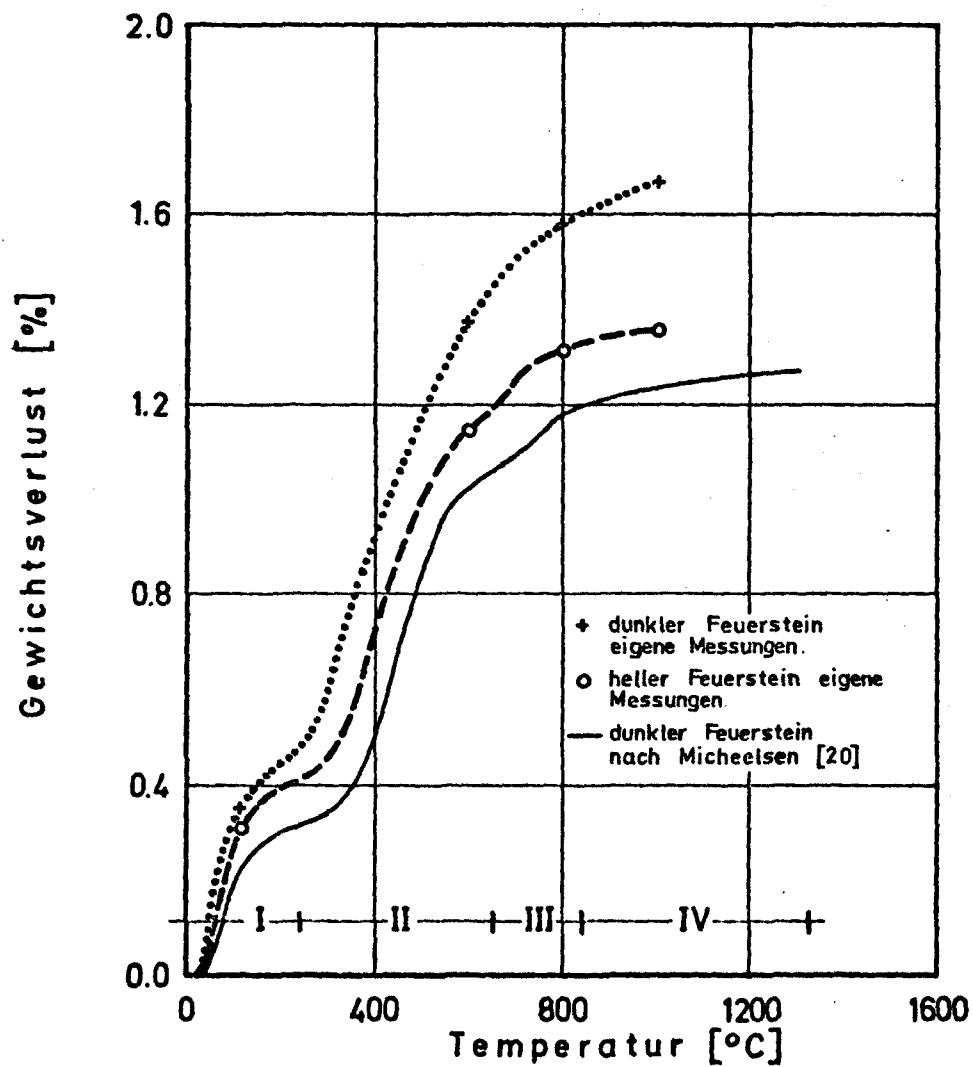


Bild 13 : Thermogravimetrische Untersuchung von Feuersteinen

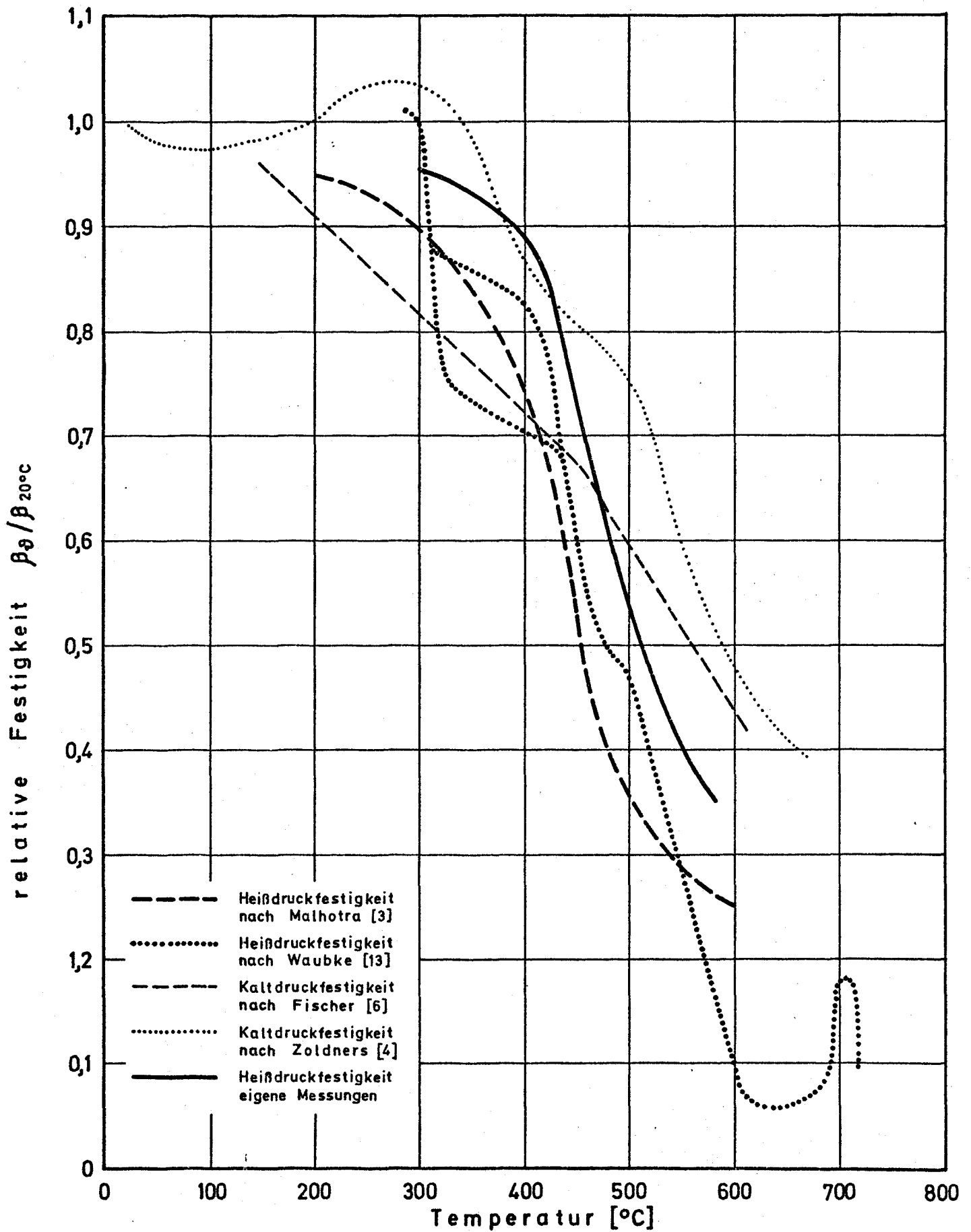


Bild 14 : Festigkeitsabfall von Kiesbetonen bei hohen Temperaturen.

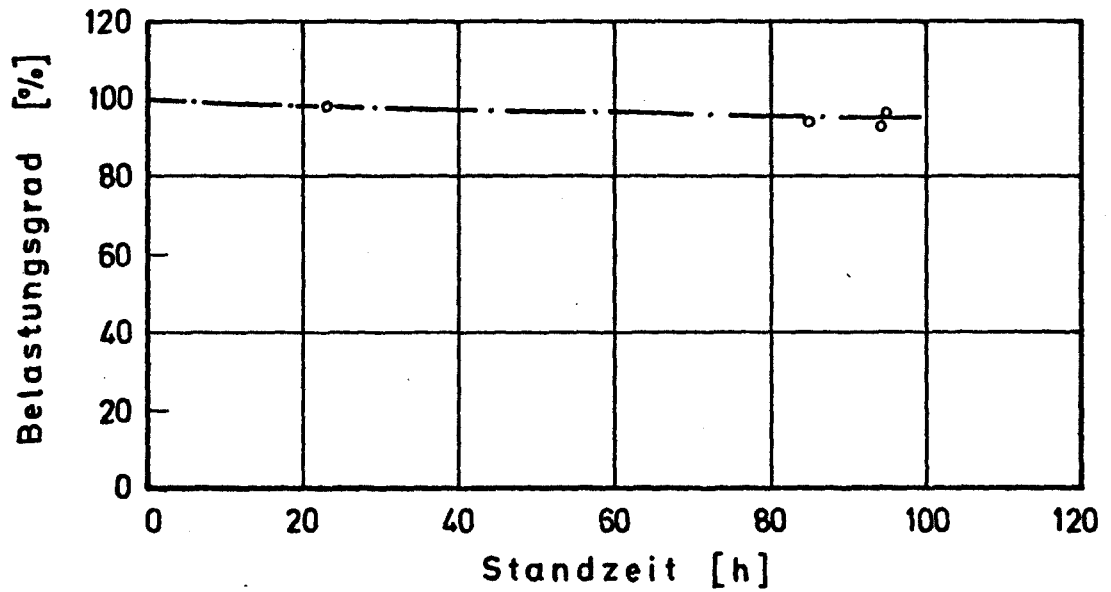


Bild 15 : Zeitstandfestigkeit von Beton bei 300°C

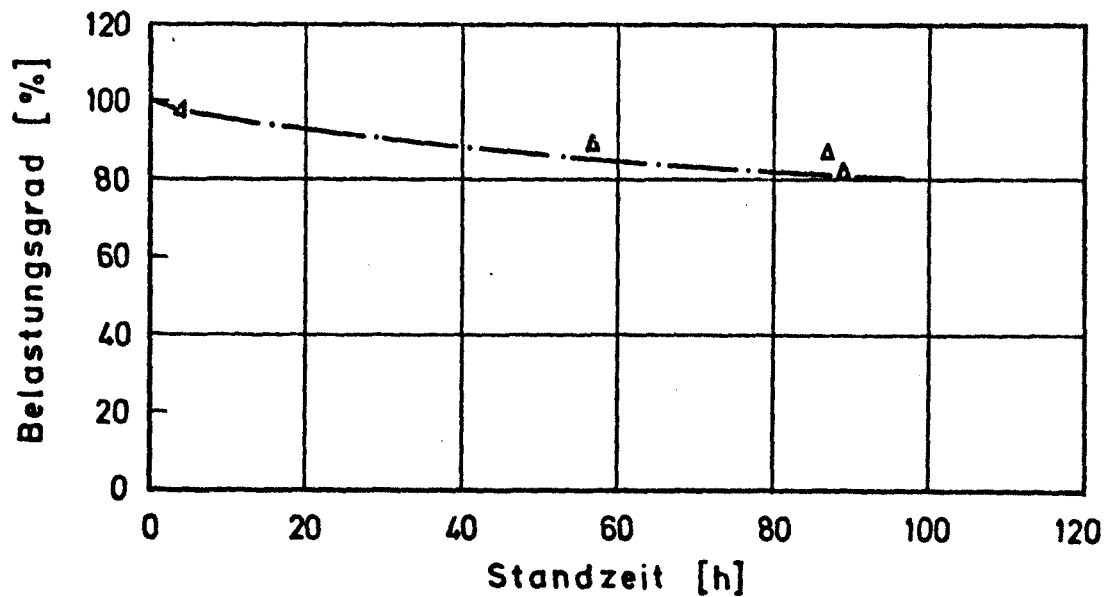


Bild 16 : Zeitstandfestigkeit von Beton bei 400 °C

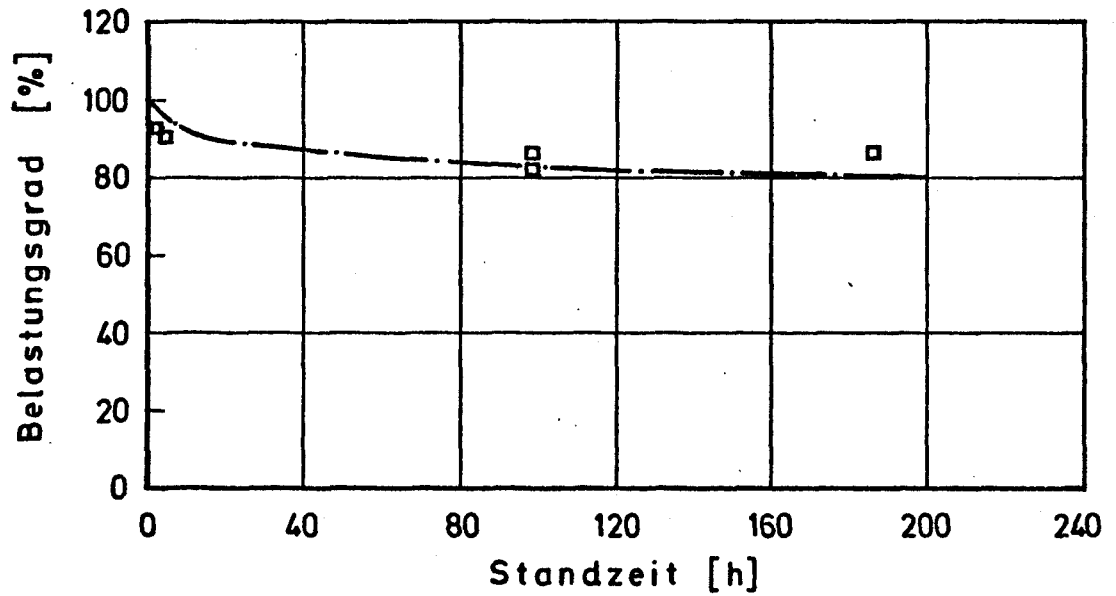


Bild 17 : Zeitstandfestigkeit von Beton bei 500 °C

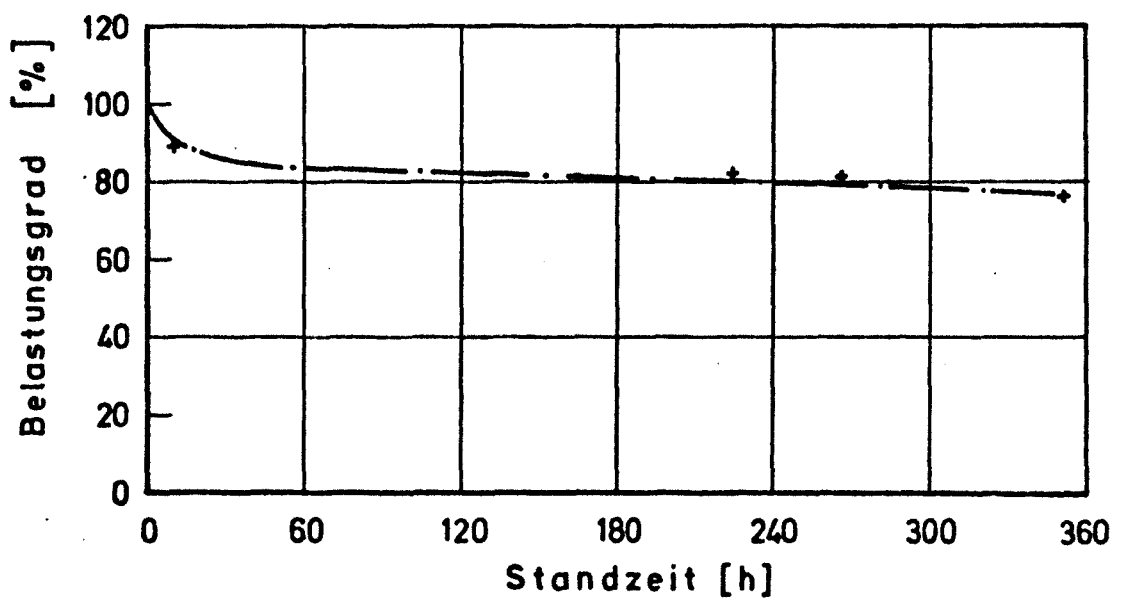


Bild 18 : Zeitstandfestigkeit von Beton bei 600 °C

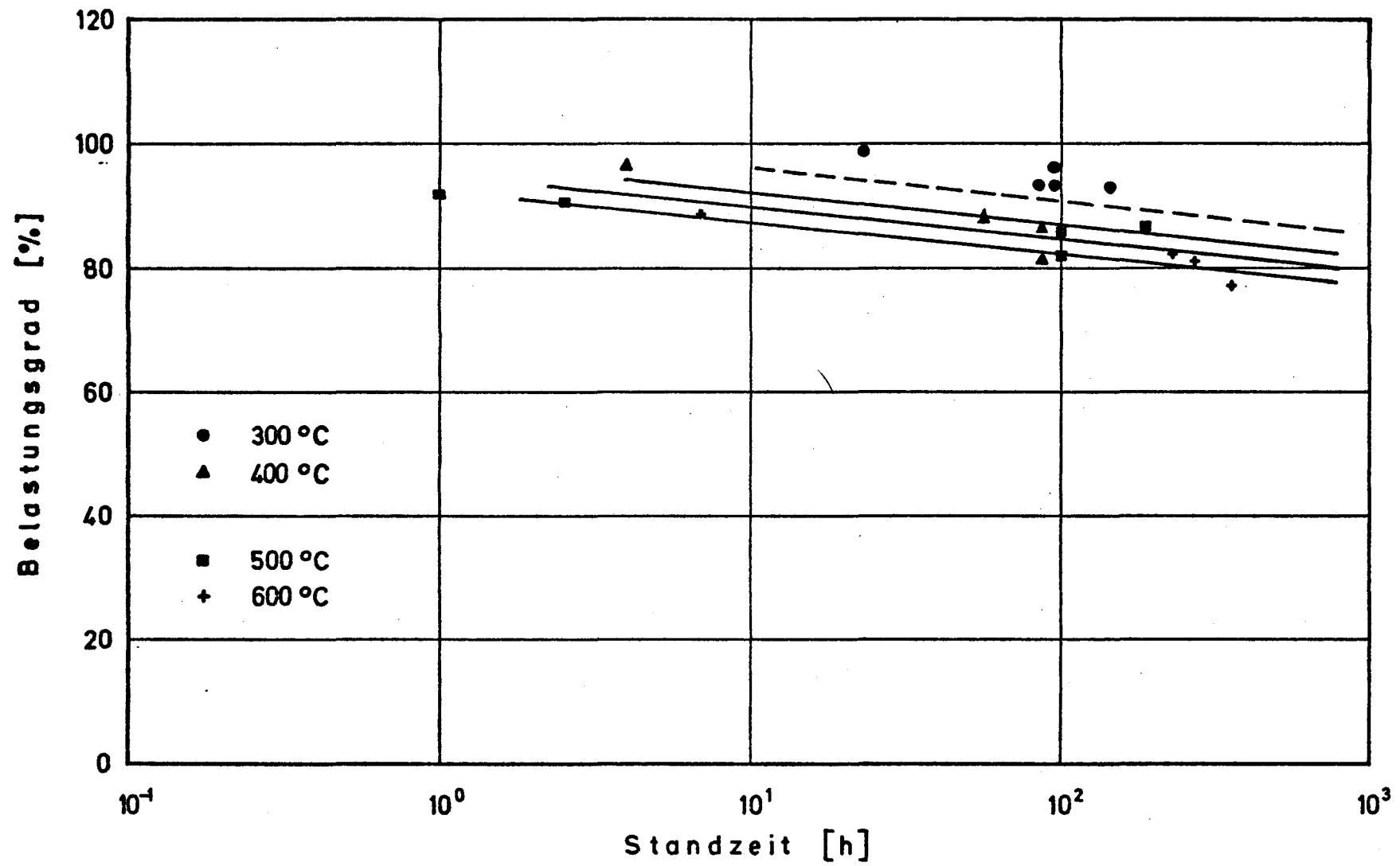


Bild 19 : Zeitstandfestigkeit von Beton bei hohen Temperaturen

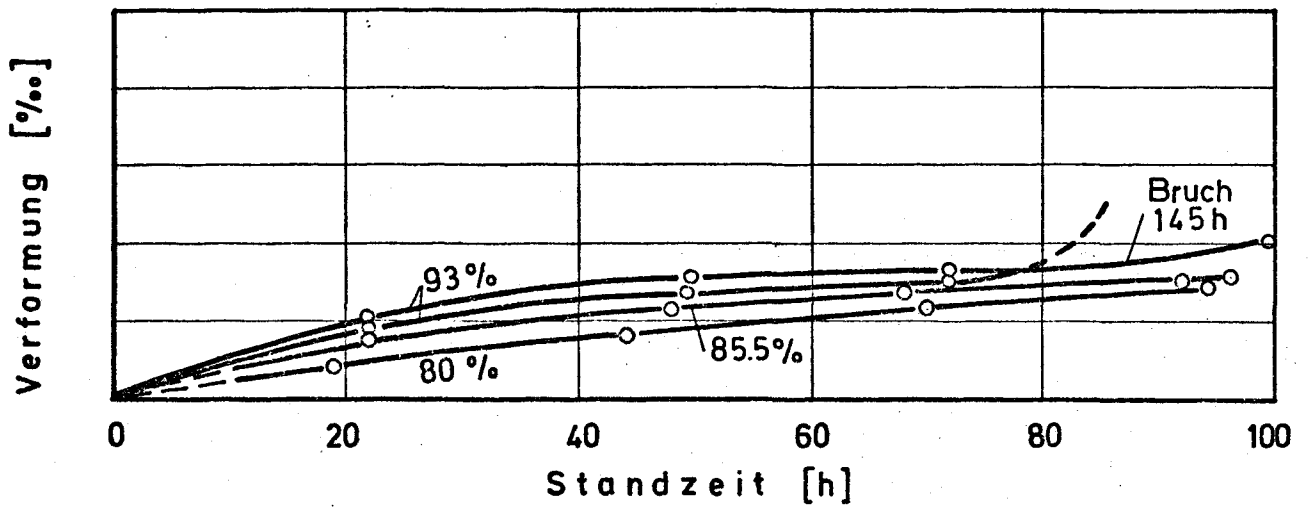


Bild 20 : Verformung des Betons im Zeitstandversuch bei 300 °C

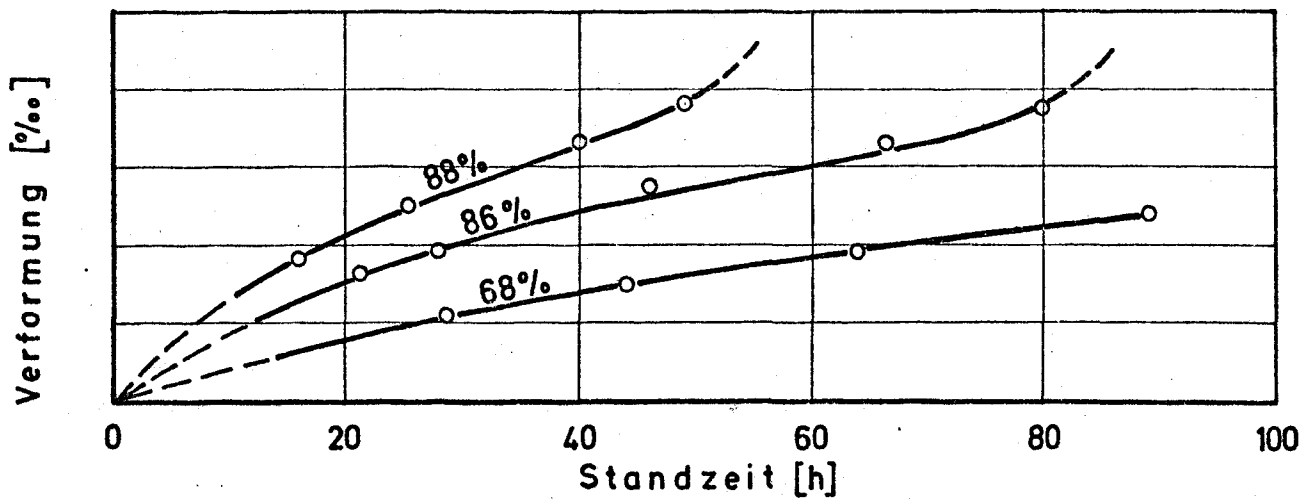


Bild 21 : Verformung des Betons im Zeitstandversuch bei 400 °C



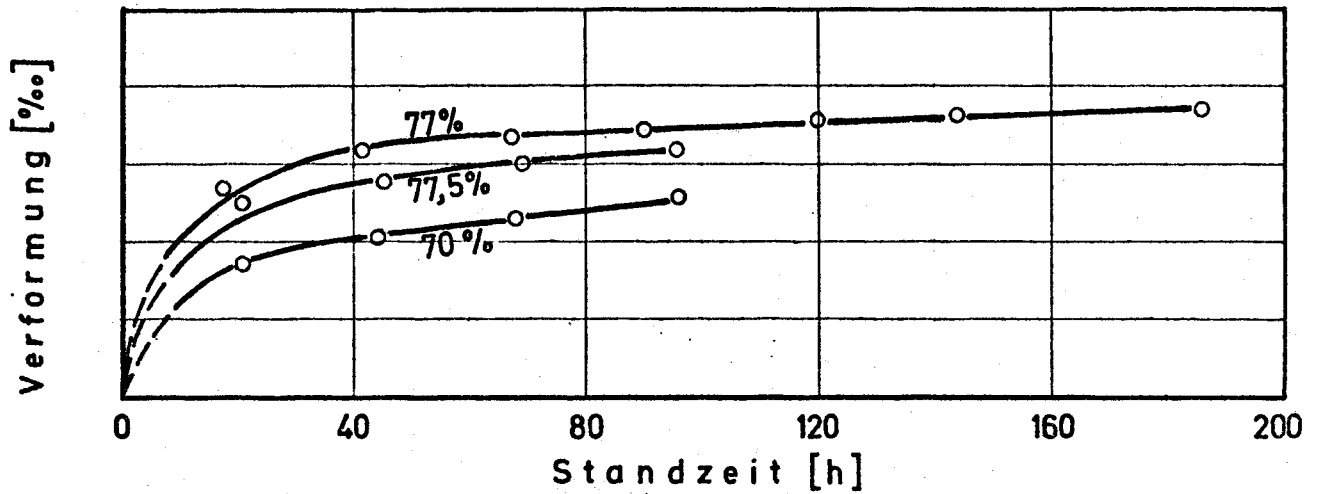


Bild 22 : Verformung des Betons im Zeitstandversuch bei 500 °C

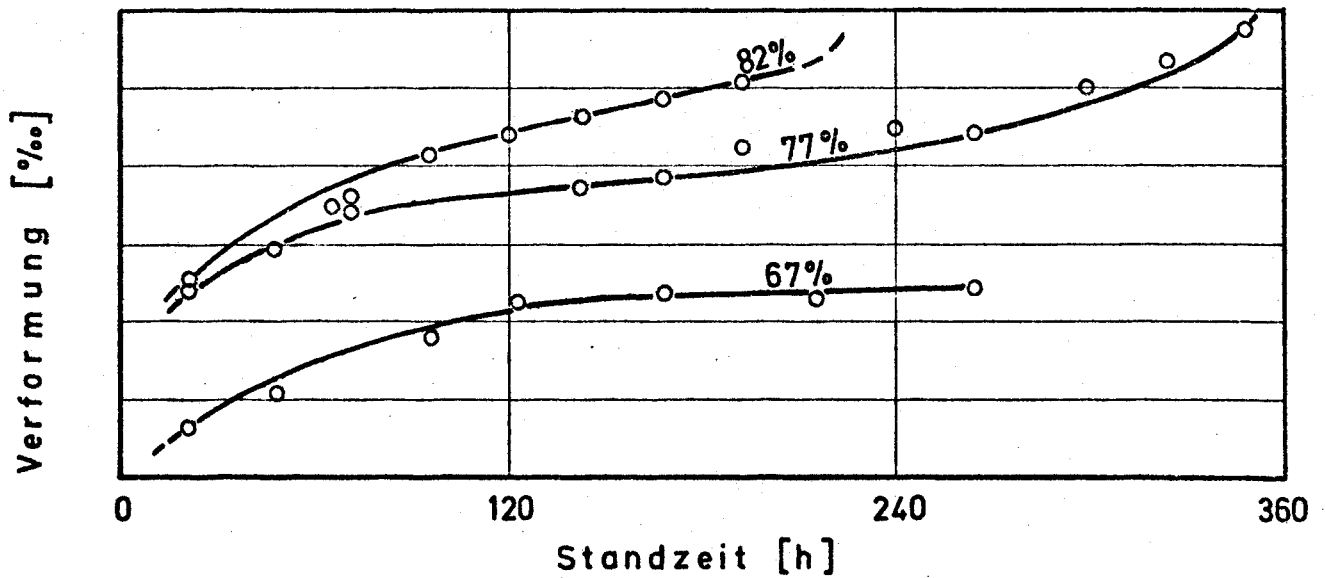


Bild 23 : Verformung des Betons im Zeitstandversuch bei 600 °C

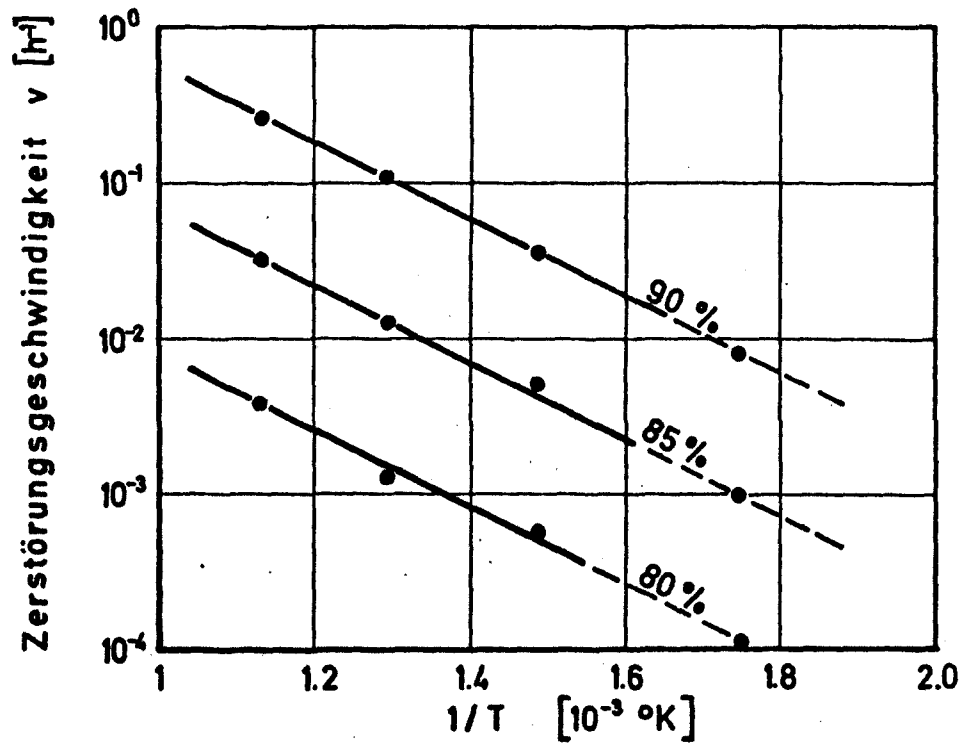


Bild 24 : Auswertung der Meßergebnisse zur Berechnung der Aktivierungsenergie von Beton

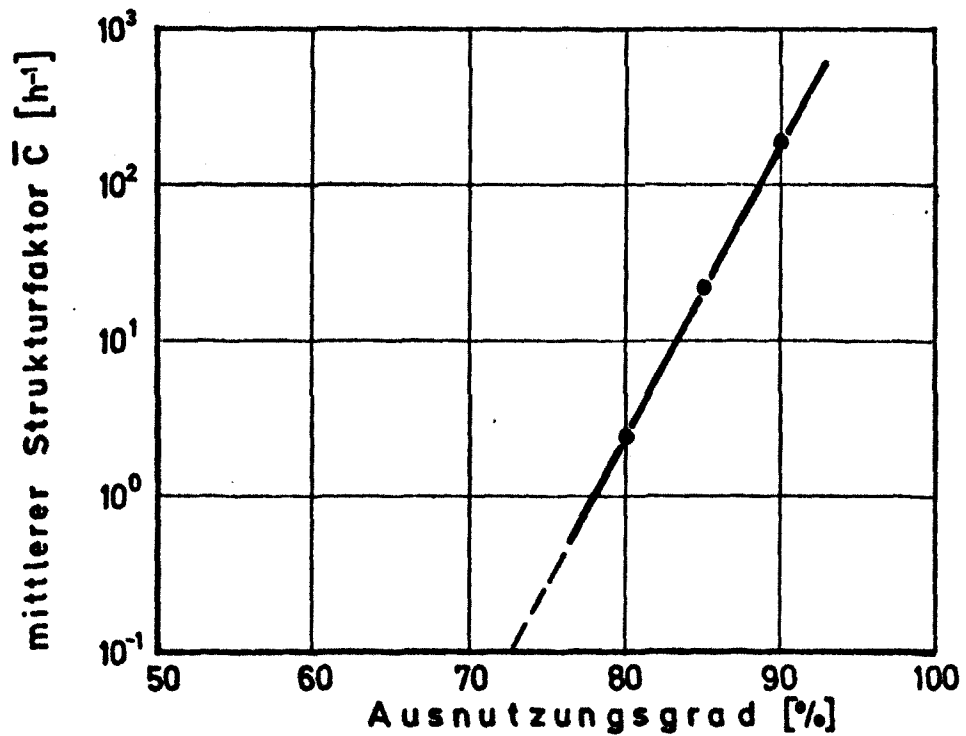


Bild 25 : Mittlerer Strukturfaktor für Beton bei Temperaturen von 300 bis 600 °C



Abbildung 1: Bruchbild der Probe A 1 - 4

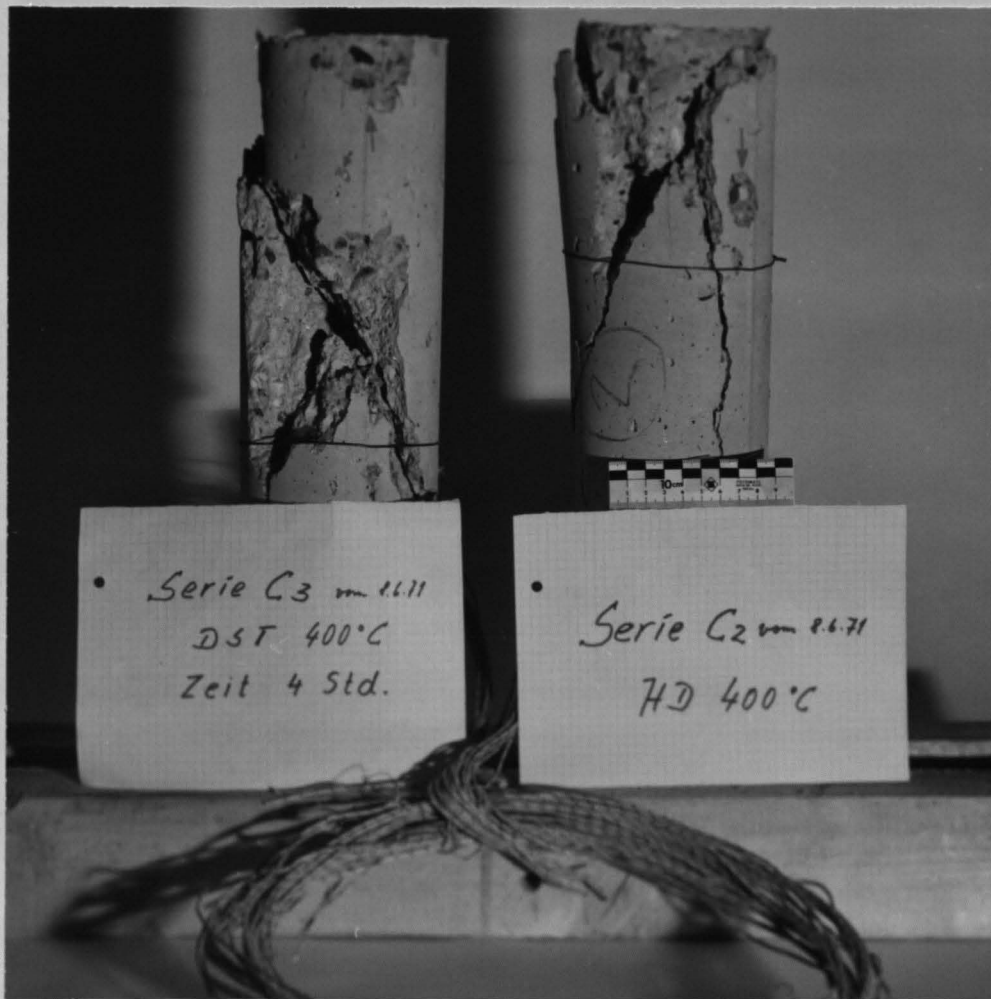


Abbildung 2: Bruchbild der Proben C - 2 und C - 3

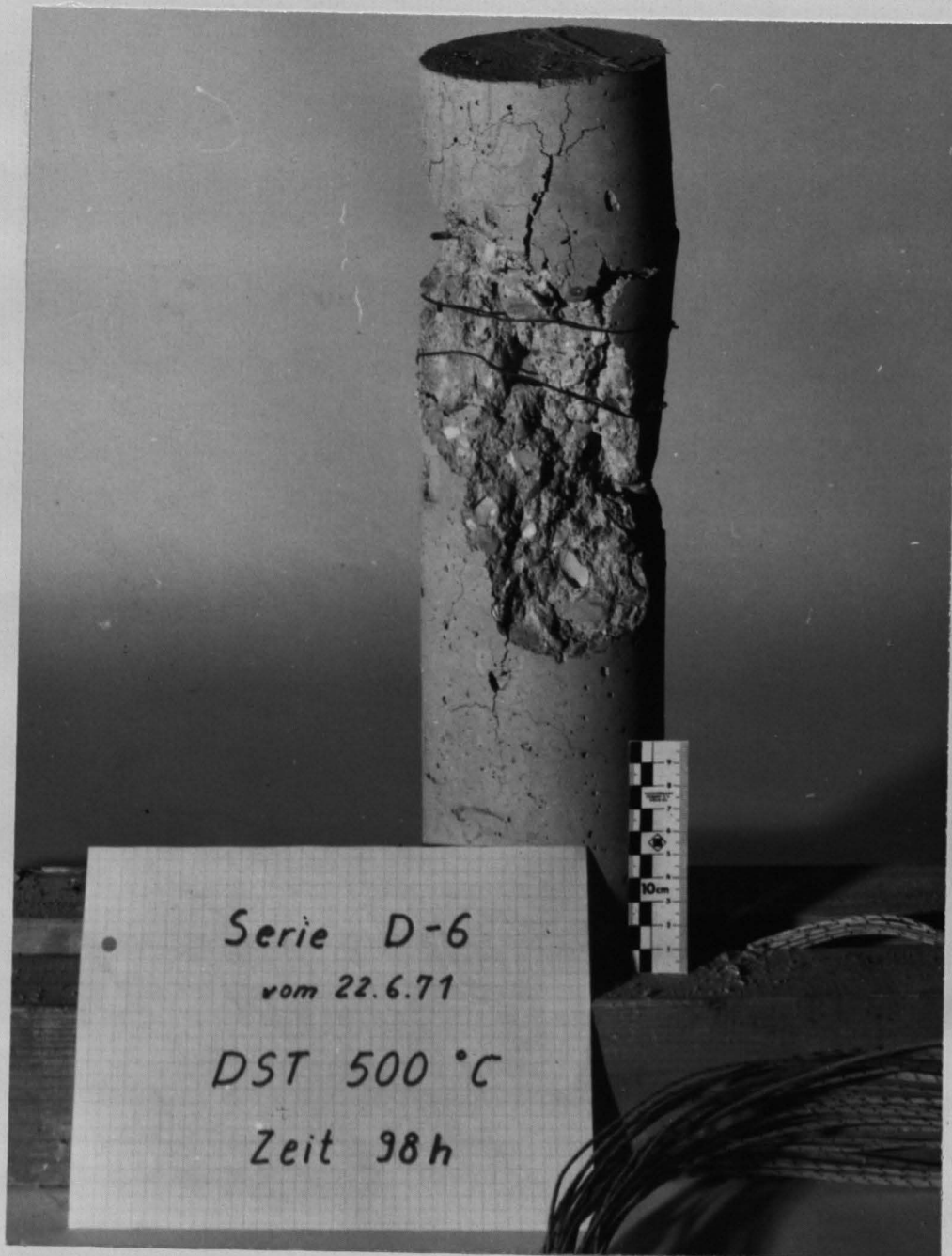


Abbildung 3: Bruchbild der Probe D - 6





Abbildung 4: Oberflächenabplatzung der Probe D - 7



Abbildung 5: Oberflächenabplatzungen der Proben D - 1 und D - 2

#### T ä t i g k e i t s b e r i c h t 1974

über den Fortgang der Arbeiten des Forschungsvorhabens

"Bestimmung der Dauerstandfestigkeit (Langzeitverhalten) und des Verformungsverhaltens von Betonen üblicher Kellerdecken unter einachsiger Druckbeanspruchung im Bereich hoher Temperaturen"

Gesch.Z.: VA - 02 - 20 - 35

Betonbauteile werden häufig nicht nur kurzzeitig erhöhten Temperaturen ausgesetzt - wie beispielsweise in einem Brandfall -, sondern es sind auch Fälle denkbar, in denen sie längere Zeit einer thermischen Beanspruchung unterliegen. Hierzu gehören relativ niedrige Temperaturbeanspruchungen bis rund 100 °C, die z. B. im Reaktor-Druckbehälterbau eine Rolle spielen; darüber hinaus gibt es jedoch einen weiten Temperaturbereich, der insbesondere den zu erwartenden thermischen Beanspruchungen im Schutzraumbau entspricht, und der mit 200 bis 600 °C angegeben werden kann. Es stellt sich daher die Frage, mit welchen Materialschädigungen in Betondecken (z. B. in Stahlbetondecken, Kellerdecken) bei einer thermischen Langzeitbeanspruchung - z. B. infolge des Abbrandes eines darüberliegenden Schuttmüllers - gerechnet werden muß und welche Festigkeitsveränderungen im Beton zu erwarten sind. Dieser Fragestellung wurde in dem 1972 vom Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig




vorgeschlagenen Forschungsvorhaben in den beiden zurückliegenden Jahren nachgegangen, mit dem Ziel, die für eine Beurteilung der zu erwartenden thermischen Materialschädigungen an Betondecken notwendigen Daten bereitzustellen.

Die Versuche wurden an einer Hochtemperatur-Prüfanlage für Betonprobekörper durchgeführt. Die Anlage besteht im wesentlichen aus einer hydraulischen Belastungseinrichtung, einem regelbaren Kammerofen, einer Last-Konstanthaltung, sowie einem Längen- und Temperaturmeßsystem. In den Versuchen wurden Betonprobekörper untersucht, die in ihrem Aufbau und ihrer Zusammensetzung etwa den bei üblichen Kellerdecken verwendeten Betonmischungen entsprachen. Die Probekörper wurden aufgeheizt und anschließend - bei konstant gehaltener Temperatur - belastet; die Last wurde dann bis zum Versagen aufrecht erhalten, d. h. es wurde die Zeitstandfestigkeit ermittelt. Es wurden Temperaturen bis zu 600 °C untersucht, wobei Standzeiten von bis zu 350 Stunden verwirklicht wurden.

Die Versuchsergebnisse sowie eine ausführliche Darstellung der im einzelnen durchgeführten Untersuchungen sind in dem vorliegenden Abschlußbericht zusammengefaßt. Hier sei nur erwähnt, daß bei langzeitiger Temperaturbeanspruchung um 600 °C Festigkeitsminderungen im Beton zu erwarten sind, die bei rund 80 % der Kurzzeitfestigkeit bei Raumtemperatur liegen. Bei Schutzbauten sollte aus Festigkeitsüberlegungen deshalb sichergestellt werden, daß statisch bedeutsame Betonbauteile nicht über 400 °C erwärmt werden. Weiterhin ist zu beachten, daß die hohen Temperaturbeanspruchungen mit Verformungen verbunden sind, die ein Vielfaches der bei Raumtemperatur bekanntgewordenen Werte betragen können. Dieses ist für praktische Fälle von Bedeutung, weil die im Bauwerk auftretenden Verformungen ggfs. erhebliche Kräfteumlagerungen verursachen und zum vorzeitigen Versagen eines Bauteils führen können. Grundsätzlich ist deshalb zu empfehlen, im Schutzraumbau Betone mit geringen thermischen Ausdehnungskoeffizienten (z. B. Kalksteinbetone) zu verwenden.

Braunschweig, 28. Februar 1974

Der Sachbearbeiter

  
(Dipl.-Ing.)